

**ANÁLISIS DE FACTORES INFLUYENTES EN EL REFUERZO DE SUELO  
COHESIVO DRENADO USANDO GEO SINTÉTICOS, APLICADO A  
CIMENTACIONES SUPERFICIALES, A TRAVÉS DEL MÉTODO DE ELEMENTOS  
FINITOS**

**Eduardo Pinzón Bossio**

**José Villafañe Barraza**

**Universidad de la Costa**

**Departamento de ingeniería civil y ambiental**

**Atlántico, Colombia**

**2020**

**ANÁLISIS DE FACTORES INFLUYENTES EN EL REFUERZO DE SUELO  
COHESIVO DRENADO USANDO GEO SINTÉTICOS, APLICADO A  
CIMENTACIONES SUPERFICIALES, A TRAVÉS DEL MÉTODO DE ELEMENTOS  
FINITOS**

Eduardo Pinzón Bossio

José Villafañe Barraza

Tesis presentada como requisito parcial para optar por el título de:

**INGENIERO CIVIL**

Tutor

MEng César Alejandro Fresneda Saldarriaga

Co-tutores:

Estudiante de Doctorado César Pájaro

MSc Tiana Rosanía Altahona

### Agradecimientos

**Eduardo:** Aprovecho este espacio para agradecer a las personas que de una u otra forma me ayudaron a sacar adelante tanto mi pregrado como este trabajo. En primer lugar, a mi familia, mi madre María y mi padre Eduardo por darme esta oportunidad a la que llamamos vida y que con su arduo esfuerzo y años de sacrificio consiguieron brindarme la educación personal y profesional que hoy poseo y a mi hermana que en muchas ocasiones me ayudó a darme cuenta de los errores que cometía. Agradezco a mis amigos de universidad con los que atravesé tantas situaciones que nos colocaron a prueba como personas y con las que aprendimos a valorar cada una de las acciones que hacemos en pro del bienestar del otro y a José por permitirme trabajar con él en este proyecto de grado en el que tanto mejoramos de cara a nuestra vida profesional. Por último, pero no menos importante, dar las gracias a los profesores Tiana Rosanía y César Pájaro por guiarnos en este mar de dudas al que nos condujo este trabajo

**José:** En primera instancia, agradezco a Dios por permitirme tener la oportunidad de estudiar una carrera profesional en una universidad con estándares académicos altos, por mi familia y mis amigos, que de una u otra forma me permitieron poder llegar a ser la persona que soy hoy.

Agradezco a mi novia, por el hecho que siempre estar apoyándome y motivándome a ser un mejor estudiante y persona, y a completar esta tesis.

A mi compañero Eduardo, que siempre me apoyó, y estuvo para mí en momentos difíciles y llenos de frustración, no solo en la tesis, sino a lo largo de toda la carrera.

A la Ing. Tiana, que siempre fue una persona dispuesta a ayudarnos, alentarnos, y sacar espacios de su agenda llena de ocupaciones, con disposición y siempre con una sonrisa. Pilar fundamental de la organización de la idea central de la tesis y del alcance de esta

Al Ing. César que pudo explicarnos temas referentes a los elementos finitos y al uso del programa, su enfoque y opiniones acertadas, pedagogía y disposición, a pesar de la distancia.

**Contenido**

<b>Introducción.....</b>	<b>18</b>
<b>Objetivos .....</b>	<b>21</b>
General .....	21
Específico .....	21
<b>Marco teórico.....</b>	<b>22</b>
Suelo y sus generalidades.....	22
Tipos de Suelo .....	23
Arcillas (Clay - C).....	23
Limos (Silt - M) .....	23
Arenas (Sand - S) .....	24
Gravas (Gravel - G) .....	24
Sistemas de clasificación del suelo. ....	24
Clasificación de suelos AASHTO .....	25
Clasificación de suelos según SUCS .....	25
Esfuerzos en la masa de suelo .....	25
Esfuerzos Totales ( $\sigma_t$ ) .....	25
Esfuerzos Efectivos ( $\sigma'$ ) .....	26
Presión de Poros ( $\mu$ ).....	26
Suelos colapsables y expansivos .....	27
Interacción del suelo y el agua .....	28
Condición Drenada .....	28

Condición no Drenada .....	28
Cimientos y Tipos de cimientos .....	29
Cimentaciones superficiales .....	29
Zapata Corrida .....	30
Zapata Aislada .....	30
Cimentaciones Profundas .....	30
Estados Límite del Suelo.....	31
Estado Límite de Servicio.....	32
Asentamientos Admisibles.....	32
Carga Admisible .....	32
Estado Límite Último .....	33
Comportamiento del Suelo.....	33
Módulo de Elasticidad del Suelo (Es) .....	33
Rango Elástico del Material .....	34
Rango Plástico del Material.....	34
Módulo de Poisson ( $\nu$ ).....	35
Modelo Mohr-Coulomb.....	36
Esfuerzo Normal .....	38
Esfuerzo Cortante.....	38
Ángulo de Fricción ( $\phi$ ) .....	38
Cohesión (c).....	38
Elementos Finitos .....	39
Modelación en software.....	40

Asignación de propiedades a los materiales .....	40
Construcción de las matrices de rigidez de los elementos .....	40
Aplicación de cargas .....	40
Asignación de condiciones de frontera .....	40
Solución del sistema de ecuaciones a partir de las matrices de rigidez .....	41
Cálculo de esfuerzos .....	41
Nodos y Elementos .....	41
Elemento .....	41
Nodo.....	42
Propiedades generales del modelo.....	43
Deformación plana (Plane Strain).....	44
Axisymmetric.....	45
Geosintéticos .....	46
Tejidos.....	47
No tejidos .....	47
Funciones de los georefuerzos .....	47
Separación.....	47
Filtración .....	47
Drenaje .....	48
Refuerzo .....	48
Contención de fluidos .....	48
Control de erosión.....	48
Georefuerzos en cimentaciones superficiales .....	48

<b>Estado del arte.....</b>	<b>50</b>
Estudios experimentales .....	51
Estudios analíticos y modelaciones con softwares .....	54
Estudios Analíticos.....	55
Interpretaciones analíticas hasta 1997 .....	55
Deep Footing Effect.....	55
Wide Slab Effect .....	56
Efecto Combinado .....	56
Interpretaciones analíticas recientes .....	56
Borde Rígido.....	57
Efecto Membrana.....	57
Confinamiento Lateral .....	57
Estudios a partir de modelaciones con softwares.....	58
Estudios Analítico-Experimentales.....	59
<b>Metodología de la investigación.....</b>	<b>62</b>
Revisión bibliográfica.....	62
Clasificación de los artículos recopilados y extracción de información relevante	62
Definición del tipo de suelo a estudiar.....	64
Selección de los geosintéticos.....	65
Definición de los parámetros y casos de modelación .....	67
Ancho de zapata (B).....	67
Referencia de geomalla .....	67
Número de Capas (N).....	67



Separación de la primera capa (u) .....	68
Separación entre capas (h) .....	68
Selección de modelos constitutivos y modelado en Plaxis 2D.....	69
Diseño de Cimentación Sobre Suelo Reforzado y No Reforzado .....	74
Pasos a seguir .....	75
<b>Análisis de resultados .....</b>	<b>79</b>
Tamaño del cimiento (B). .....	79
Separación de la primera capa (u).....	84
Separación entre capas (h) .....	88
Profundidad de refuerzo (d) y Número de Capas (N).....	90
Módulo de Elasticidad del Georefuerzo (Er) .....	94
Diseño Cimentación Sobre Suelo Reforzado y Sin Reforzar .....	97
<b>Conclusiones/Recomendaciones/Discusión.....</b>	<b>101</b>
<b>Referencias .....</b>	<b>104</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>111</b>

**Lista de figuras****Figuras**

Figura 1 - Corte transversal de una zapata. Fuente: Propia.....	30
Figura 2 - Corte transversal de un grupo de pilotes. Fuente: Propia.....	31
Figura 3 - Cuerpo sometido a carga axial y plano de falla. Fuente: Propia .....	36
Figura 4 - Esfuerzos normal y cortante en el plano de falla y envolvente de falla Mohr-Coulomb. Fuente: Propia. ....	37
Figura 5 - Elementos con configuración de 15 nodos.....	42
Figura 6 - Stress Points para configuración 15 nodos.....	43
Figura 7 - Corte transversal de una zapata. Fuente: Propia.....	44
Figura 8 - Corte Transversal de un cuerpo cilíndrico para análisis con un modelo axisimétrico Fuente: (PLAXIS 2D Reference Manual CONNECT Edition V20, 2019).....	45
Figura 9 - Modelado Axisimétrico Pilote.....	46
Figura 10 - Disposición Capas de Geo-refuerzo. Fuente: propia. ....	49
Figura 11 - Árbol de Modelaciones .....	69
Figura 12 - Modelo general sin refuerzo .....	70
Figura 13 - Punto A. Nodo seleccionado para obtener desplazamientos .....	72
Figura 14 - Punto B. Stress Point seleccionado para obtener esfuerzos en el suelo. ....	72
Figura 15 - Esquema de diseño para B = 1.0 m posterior al análisis de Plaxis 2D.....	73
Figura 16 - Esquema de diseño para B = 1.0 m posterior al análisis, fuerzas axiales resultantes en el refuerzo.....	73
Figura 17 – Modelo Tridimensional de la Estructura. Fuente: Propia.....	75
Figura 18 - Diagrama de Flujo Modelaciones Situación Real .....	77

Figura 19 - Planta de Columnas de la Estructura .....	78
Figura 20 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (25 mm de asentamiento).....	80
Figura 21 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (100 mm de asentamiento) .....	81
Figura 22 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres capas de refuerzo (25 mm de asentamiento) .....	82
Figura 23 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres capas de refuerzo (100 mm de asentamiento) .....	82
Figura 24 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis capas de refuerzo (25 mm de asentamiento).....	83
Figura 25 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis capas de refuerzo (100 mm de asentamiento) .....	84
Figura 26 - BCR vs u. Asentamientos (D) 25 y 100 mm (una sola capa).....	85
Figura 27 - BCR vs u. dos capas de refuerzo y georefuerzo UX-50, B = 1.0 m.....	86
Figura 28 - u vs BCR. 2 capas de refuerzo y georefuerzo UX-50, B = 2.0 m .....	87
Figura 29 - u vs BCR. 2 capas de refuerzo y georefuerzo UX-50, B = 5.0 m .....	87
Figura 30 - BCR vs h .....	88
Figura 31 - Fa vs h. 6 capas de refuerzo y georefuerzo PBX-12 .....	89
Figura 32 - BCR vs d. B = 1.0m, h = 0.2B. Asentamiento = 25 y 100 mm.....	90
Figura 33 - BCR vs d. B = 1.0m, h = 0.4B. Asentamiento = 25 y 100 mm.....	91
Figura 34 - BCR vs d. B = 1.0m, h = 0.6B. Asentamiento = 25 y 100 mm.....	91
Figura 35 - BCR vs d. B = 2.0 m. Asentamiento = 25 y 100 mm.....	92
Figura 36 - BCR vs No. Capas de georefuerzo (25 mm de asentamiento) .....	93
Figura 37 - BCR vs No. Capas de georefuerzo (100 mm de asentamiento) .....	93

Figura 38 – BCR vs Er. $B = 1.0 \text{ m}$ , $h = 0.2B$ .....	94
Figura 39 - BCR vs Er. $B = 1.0 \text{ m}$ , $h = 0.4B$ .....	95
Figura 40 - BCR vs Er. $B = 1.0 \text{ m}$ , $h = 0.6B$ .....	96
Figura 41 - BCR vs Er. $B = 3.0 \text{ m}$ , $h = 0.2B$ .....	96
Figura 42 - BCR vs Er. $B = 5.0 \text{ m}$ , $h = 0.2B$ .....	97
Figura 43 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (25 mm de asentamiento)	111
Figura 44 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (50 mm de asentamiento)	112
Figura 45 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (75 mm de asentamiento)	112
Figura 46 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (100 mm de asentamiento) .....	113
Figura 47 - BCR vs Ancho de cimiento. Dos Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento) .....	113
Figura 48 - BCR vs Ancho de cimiento. Dos Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento) .....	113
Figura 49 - BCR vs Ancho de cimiento. Dos Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento) .....	114
Figura 50 - BCR vs Ancho de cimiento. Dos Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento) .....	114
Figura 51 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento) .....	115
Figura 52 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento) .....	115

Figura 53 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)	
.....	116
Figura 54 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)	
.....	116
Figura 55 - BCR vs Ancho de cimiento. Cuatro Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)	
.....	117
Figura 56 - BCR vs Ancho de cimiento. Cuatro Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento)	
.....	117
Figura 57 - BCR vs Ancho de cimiento. Cuatro Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)	
.....	118
Figura 58 - BCR vs Ancho de cimiento. Cuatro Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)	
.....	118
Figura 59 - BCR vs Ancho de cimiento. Cinco Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)	
.....	119
Figura 60 - BCR vs Ancho de cimiento. Cinco Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento)	
.....	119
Figura 61 - BCR vs Ancho de cimiento. Cinco Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)	
.....	120
Figura 62 - BCR vs Ancho de cimiento. Cinco Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)	
.....	120
Figura 63 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)	
.....	121

Figura 64 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento)	121
Figura 65 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)	122
Figura 66 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)	123
Figura 67 - BCR vs u. Asentamientos 25 y 100 mm	123
Figura 68 - BCR vs u. Asentamientos 50 y 75 mm	124
Figura 69 - BCR vs h. Asentamientos 50 y 75 mm	124
Figura 70 - BCR vs h. Asentamientos 25 y 100 mm	125
Figura 71 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.1B$ . Asentamiento 25 y 100 mm	125
Figura 72 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.1B$ . Asentamientos 50 y 75 mm	126
Figura 73 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.2B$ . Asentamientos 25 y 100 mm	126
Figura 74 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.2B$ . Asentamientos 50 y 75 mm	127
Figura 75 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.3B$ . Asentamientos 25 y 100 mm	127
Figura 76 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.3B$ . Asentamientos 50 y 75 mm	128
Figura 77 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.4B$ . Asentamientos 25 y 100 mm	128
Figura 78 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.4B$ . Asentamientos 50 y 75 mm	129
Figura 79 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.5B$ . Asentamientos 25 y 100 mm	129
Figura 80 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.5B$ . Asentamientos 50 y 75 mm	130
Figura 81 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.6B$ . Asentamientos 25 y 100 mm	130
Figura 82 - BCR vs d. $B = 1.0\text{m}$ , $h = 0.6B$ . Asentamientos 50 y 75 mm	131
Figura 83 - BCR vs No. Capas de georefuerzo (25 mm de asentamiento)	131

Figura 84 - BCR vs No. Capas de georefuerzo (50 mm de asentamiento) .....132

Figura 85 - BCR vs No. Capas de georefuerzo (75 mm de asentamiento) .....132

Figura 86 - BCR vs No. Capas de georefuerzo (100 mm de asentamiento) .....133

### Lista de tablas

#### Tablas

Tabla 1 - Módulos de Elasticidad Típicos. Fuente: Finesoftware..... 34

Tabla 2 - Resumen de valores óptimos disposición de refuerzo encontrados en la literatura.. 63

Tabla 3 – Parámetros Geotécnicos Recopilados ..... 64

Tabla 4 - Parámetros geotécnicos de resistencia del suelo seleccionado..... 64

Tabla 5 - Referencias de geomallas disponibles de Maccaferri, Pavco y Geomatrix, en el mercado colombiano..... 65

Tabla 6 - Referencias de geomallas seleccionadas para la investigación y sus características físicas. Er: Módulo de elasticidad del refuerzo, Fr: Fuerza axial de rotura del refuerzo..... 66

Tabla 7 - Coordenadas de la frontera del suelo para B=1.0m..... 70

Tabla 8 - Datos de entrada para el modelo..... 71

Tabla 9 - Reacciones en la base de las columnas..... 97

Tabla 10 - Capacidad de Carga Pu Anchos de Zapata 1.0 a 5.0 m ..... 99

Tabla 11 - Resultados Capacidad Portante Con y Sin Refuerzo 25 mm..... 100

### Resumen

La selección de cimentaciones superficiales o profundas para proyectos de infraestructura depende de varios factores, entre ellos las características del suelo de fundación, que llevarán a capacidades portantes admisibles, así como a deformaciones aceptables de acuerdo con los códigos de construcción vigentes. Típicamente, las fundaciones profundas se utilizan ante la necesidad de transmitir las cargas de la superestructura a estratos de mejores características, sin embargo, el costo asociado a este tipo de soluciones puede ser elevado, hasta el punto de hacer cierto tipo de proyectos inviables; lo que ha llevado a la diversificación de las alternativas de cimentación, incluyendo el mejoramiento del suelo con geosintéticos.

En esta investigación se realizó el análisis de los factores que tienen mayor influencia en la capacidad portante de un suelo cohesivo mejorado con geosintéticos bajo condiciones drenadas, a través de la modelación con elementos finitos usando el Software Plaxis 2D.

Entre los factores que afectan a la capacidad portante y que se asocian con la inclusión de geosintéticos se encuentran: el módulo de elasticidad del material de refuerzo, número de capas de refuerzo, separación entre capas, ubicación de la primera capa y la profundidad total de refuerzo. Se trabajó con estos parámetros con el fin de encontrar una disposición óptima de las capas de refuerzo e identificar el comportamiento de la capacidad portante con la variación de éstos.

Los resultados que arrojó la investigación muestran una clara tendencia a la mejora de la capacidad portante ante la inclusión de geosintéticos mostrando un comportamiento satisfactorio al utilizar este método de mejora con zapatas de ancho pequeño.

Palabras clave: Geosintéticos, cimentaciones profundas, suelos cohesivos, cimentaciones superficiales.



### **Abstract**

The selection of shallow or deep foundations for infrastructure projects depends on several factors, including the characteristics of the foundation soil, which will lead to allowable bearing capacities as well as acceptable deformations in accordance with current building codes.

Typically, deep foundations are used to transmit the loads of the superstructure to strata with better characteristics; however, the cost associated with this type of solution can be high, to the point of making certain types of projects unfeasible, which has led to the diversification of foundation alternatives, including soil improvement with geosynthetics.

In this research, an analysis of the factors that have the greatest influence on the bearing capacity of a cohesive soil improved with geosynthetics under drained conditions was carried out through finite element modeling using Plaxis 2D software.

Among the factors affecting bearing capacity and associated with the inclusion of geosynthetics are: modulus of elasticity of the reinforcement material, number of reinforcement layers, layer spacing, location of the first layer and total depth of reinforcement. These parameters were used in order to find an optimal arrangement of the reinforcement layers and to identify the behavior of the bearing capacity with the variation of these parameters.

The results of the investigation show a clear tendency to improve the bearing capacity with the inclusion of geosynthetics, showing a satisfactory behavior when using this improvement method with small width footings.

**Keywords:** Geosynthetic, deep foundations, cohesive soils, shallow foundations.

### **Introducción**

En el campo de la geotecnia se encuentran diversos desafíos a la hora de diseñar y construir edificaciones y más aún cuando se trata de edificar sobre suelos blandos como las arcillas. Al trabajar con suelos cohesivos, se maneja una constante incertidumbre asociada a su comportamiento en presencia de agua, situación que ha obligado a diseñar alternativas de cimentación que permitan aumentar su capacidad portante (Detert H., 2016), con el fin de generar una solución a asentamientos excesivos y/o diferenciales que podrían afectar gravemente una estructura. En atención a este aspecto, se mantiene una constante búsqueda para encontrar métodos que permitan construir sobre cualquier tipo de suelo sin tener que recurrir a procesos costosos o profundidades considerables.

La dinámica actual de las cimentaciones en suelos blandos gira en torno a pilotes y losas de cimentación, en el primer caso se busca evitar en su mayoría el estrato débil y en el segundo distribuir las cargas de tal forma que los esfuerzos transmitidos al suelo sean lo más bajos posibles. Sin embargo, ambos métodos tienen limitaciones, por lo que las investigaciones no se han detenido, orientándose hacia la experimentación con técnicas de la estabilización de suelos, originalmente usadas en la construcción de pavimentos, en este caso la inclusión de geomallas al suelo.

La capital de Cundinamarca, Bogotá, presenta históricamente uno de los suelos más blandos e inestables que se puede encontrar para la construcción en Colombia. En múltiples edificios se han presentado procesos de asentamientos de magnitud considerable debido a las condiciones naturales del suelo, afectando drásticamente el presupuesto de una edificación. Es así como, debido a las condiciones del suelo, las cimentaciones no se diseñan del tipo superficial sino

profundas, lo que se traduce en grandes inversiones presupuestales que pueden llegar a ser el 70% de un presupuesto destinado (Montes, T. 2013).

Cuando no se cuenta con condiciones del suelo que garanticen la seguridad estructural de una obra, tales como estratos superiores del suelo altamente compresibles y con una capacidad portante baja, el diseñador se inclinará por la implementación de cimentaciones profundas tradicionales como la alternativa más simple, pero no necesariamente más económicamente viable. Métodos que permitan aumentar la capacidad portante del suelo por medio de refuerzos con geosintéticos pueden llegar a ser mejores, en términos de costo/beneficio (Sranislav L. Medved P, 2014). En este orden de ideas, se considera relevante estudiar la influencia de la inclusión de refuerzos del suelo de diversas características, con el fin de estabilizarlo para soportar la superestructura y en muchos casos reducir el costo de inversión (Yamamoto K. Kusuda A, 2001).

La estabilización de suelos permite que se exploren distintas alternativas para el mejoramiento de un estrato de suelo determinado, dependiendo de las condiciones naturales, a partir de la cual se pueden establecer configuraciones con el fin de optimizar la cimentación variando secciones, tamaños y profundidades en el desplante, que permitan una construcción igual de eficiente pero con la mitad del trabajo y recursos invertidos, con configuraciones tradicionales utilizando el reemplazo o refuerzo con un geosintético (Majedi P. Celik Semet. Akbulut S, 2018).

Las geomallas son un material reconocido y aplicado en obras de construcción de taludes y pavimentos, y aunque se crea que su uso es exclusivo de este tipo de escenarios, desde hace más de dos décadas se vienen realizando investigaciones de una posible mejora del comportamiento de las cimentaciones superficiales con geomallas. Estos materiales representan una muy buena herramienta para las construcciones de magnitud pequeña o mediana donde, aunque se desea

cimentar con zapatas con poco desplante, la presencia de suelos arcillosos deriva en grandes asentamientos o una baja capacidad portante.

Este proyecto plantea el análisis del aumento en la capacidad portante por medio de los geosintéticos, como alternativa de mejoramiento del suelo para cimentaciones superficiales, del tipo zapatas, con varios tipos de configuración en tamaño y profundidad de los geosintéticos, variando además el número de capas de refuerzo para posteriormente determinar si realmente hay un aumento considerable sobre dicha capacidad portante y así dar una alternativa al uso de las cimentaciones profundas en la construcción.

## **Objetivos**

### **General**

Determinar los factores más influyentes en el comportamiento de un suelo cohesivo reforzado con geosintéticos de características seleccionadas aplicado a cimentaciones superficiales de distintos anchos.

### **Específico**

Cuantificar el aumento de la capacidad portante de un suelo cohesivo para una cimentación superficial con y sin la inclusión de refuerzo con geosintéticos, usando el método de elementos finitos.

### **Marco teórico**

En la ingeniería geotécnica, la rama del diseño de cimentaciones se encarga del diseño de los elementos que transmitirán las cargas producidas en la súper estructura al suelo sin que este último falle o presente deformaciones excesivas. El encargado de tal objetivo debe regirse por los requisitos del reglamento local de construcción para dichos elementos y tener un conocimiento avanzado en el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos además de la geología de los mismos (Das, 1999).

El proceso de diseño de las cimentaciones inicia al tomar muestras del terreno mediante apiques o perforaciones para luego evaluarlas en laboratorio mediante diversos ensayos que permiten establecer sus características, finalizando con la elección del tipo de cimentación más adecuada para el problema geotécnico en cuestión, ya sea una cimentación profunda o superficial y diseñando sus características (dimensiones, cantidad, profundidad, etc...) mediante modelos analíticos como por ejemplo la capacidad portante de Terzaghi o utilizando softwares de modelación con elementos finitos como Plaxis.

### **Suelo y sus generalidades**

El suelo se puede definir como un material compuesto que consta de tres partes fundamentales: granos de material, aire atrapado en los vacíos intergranulares y agua que ocupa gran parte de estos vacíos. Cada una de estas partes es llamada fase en el análisis geotécnico del suelo según Juárez. B. (2005)

Los suelos son clasificados en función del tamaño de grano de las partículas que lo componen según Braja. Das (2012), así como de acuerdo con la plasticidad de su fracción fina. Cada tipo de suelo presenta propiedades geotécnicas distintas clasificándose en cuatro grandes grupos: arcillas, limos, arenas y gravas.

### **Tipos de Suelo**

Como bien se mencionó antes, se encuentran cuatro tipos de suelo: arcillas, limos, arenas y gravas; los cuales se clasifican, en primera instancia, en función del tamaño de grano (Jimenes Salas & de Justo Alpañes, 1975).

#### **Arcillas (Clay - C)**

El tipo de suelo con el tamaño de grano más pequeño que dependiendo del sistema de clasificación de suelos puede presentar que pasa más del 50% por el tamiz #200. Este tipo de suelo según Braja. Das (2012), se caracteriza por tener una gran tendencia a la absorción del agua en el largo plazo, lo cual lo convierte en un suelo con grandes escorrentías superficiales. Una vez la arcilla absorbe el agua sus partículas se adhieren a los granos de suelo y las retiene con gran facilidad, propiciando fenómenos ligados a la liberación del agua en el tiempo.

#### **Limos (Silt - M)**

Este tipo de suelo presenta similitudes en el tamaño junto con la arcilla, siendo parte fina de los suelos, es decir, los que pasan más del 50% de su muestra por el tamiz #200. Presenta características similares a la arcilla con la leve diferencia de expulsar mucho más fácil el agua según Braja. Das (2012). Debido a las similitudes que presentan se diferencia un material del otro en función de la cantidad de agua que afecta sus propiedades físicas, más exactamente el *Límite Líquido* (LL) y el *Índice de Plasticidad* (IP) que son respectivamente la cantidad de agua necesaria para que el material se comporte como un fluido y el rango de humedad en el que el material presenta deformaciones plásticas como respuesta a la aplicación de cargas externas (Das & Soban, 2014).

**Arenas (Sand - S)**

Las arenas presentan tamaños de grano tales que no son capaces de atravesar el tamiz #200, a diferencia de los limos y las arcillas, convirtiendo la arena en suelo grueso. Este material gracias a su tamaño de grano mayor a los otros dos tipos de suelo es mucho más poroso y permite el paso del agua entre sus partículas según Juárez. B (2005). Además de las arenas, las gravas son consideradas como material grueso por lo que para diferenciarlas basta con tener una muestra de suelo que posea un 50% de su masa que pase el tamiz #4.

**Gravas (Gravel - G)**

Este material es compuesto por tamaños de grano con diámetro superior al de los anteriores, no pasa por el tamiz #4, para Juárez. B, (2005) hace parte de los suelos gruesos junto con las arenas, y su principal característica es la alta resistencia que presentan sus granos y la gran porosidad que posee, siendo de los cuatro el que más fácil permite circular el agua entre sus granos.

**Sistemas de clasificación del suelo.**

Para Braja. Das, (2012), en la clasificación de suelos podemos encontrar dos alternativas ampliamente aceptadas que a partir de ensayos de laboratorio como la granulometría y los límites de consistencia pueden brindarnos información relacionada con el nombre y las características físico mecánicas principales de dicho suelo. Existen más clasificaciones, tales como la clasificación de suelos FAO, pero solo será mencionada como una alternativa a las 2 más usadas posteriormente mencionadas.



**Clasificación de suelos AASHTO**

American Association of State Highway Officials por sus siglas en inglés, en la que según las características resultantes de los ensayos de laboratorio pueden clasificarse usando letras y números, iniciando de A-1 hasta A-7.

**Clasificación de suelos según SUCS**

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos por sus siglas en inglés, al igual que con el sistema AASHTO se obtienen las propiedades físicas resultantes y se clasifican únicamente con prefijos y sufijos, desde GW hasta OH.

**Esfuerzos en la masa de suelo**

El suelo al ser un sistema multifase absorbe tanto los esfuerzos debido a su propio peso como las sobrecargas externas repartiendo los esfuerzos entre las fases que lo componen Verruijt, (2018). De acuerdo a lo anterior, se pueden diferenciar tres tipos de esfuerzos en el suelo en función de la(s) fase(s) que los absorban, tales esfuerzos son: totales, efectivos y presión de poros.

**Esfuerzos Totales ( $\sigma_t$ )**

Según Braja. Das, (2012), los esfuerzos totales son el resultado de la interacción de la mezcla de las tres fases del suelo con la gravedad. Debido a que se considera al suelo como homogéneo a medida que se profundiza en el material los esfuerzos gravitatorios van a ir en aumento de manera lineal, lo cual produce que a mayor profundidad los esfuerzos en el suelo serán mayores. En consecuencia, el suelo está naturalmente cargado y matemáticamente se pueden expresar los esfuerzos totales como:

$$\sigma_t = \gamma h$$

Siendo  $\gamma$  el peso específico del material en su estado natural y  $h$  la profundidad en la cual se desean evaluar los esfuerzos totales medida desde la superficie.

A su vez, los esfuerzos totales se pueden expresar de la siguiente forma:

$$\sigma_t = \sigma' + \mu$$

Donde  $\sigma'$  representa los esfuerzos efectivos y  $\mu$  la presión de poros, lo cual indica que tanto el esqueleto mineral del suelo como el agua presente en sus poros soporta esta clase de esfuerzos (Helwany, 2007).

### **Esfuerzos Efectivos ( $\sigma'$ )**

Los esfuerzos efectivos son la medida de los esfuerzos que el esqueleto sólido del suelo debe cargar, éstos se determinan de la siguiente manera:

$$\sigma' = \sigma_t - \mu$$

El valor del esfuerzo efectivo está estrechamente ligado con los cambios volumétricos que sufra el suelo debido al agua presente entre los granos (Das, 1999), esto quiere decir, que debido a la expansión o contracción del suelo, los esfuerzos debido al contacto entre las partículas aumentarán o disminuirán.

### **Presión de Poros o intersticial ( $\mu$ )**

La presión de poros también conocida como presión intersticial es la medida de los esfuerzos a los que se ve sometida el agua que se encuentra en los vacíos intergranulares cuando el suelo se encuentra saturado o bien, cuando los espacios entre granos se encuentran totalmente ocupados por agua hasta cierta altura (Das, 1999), a dicha altura se le conoce como nivel freático. Esta presión puede ser calculada utilizando el concepto de columna de agua:

$$\mu = \gamma_w h_w$$

Donde  $\gamma_w$  es el peso específico del agua y  $h_w$  la profundidad medida desde el nivel freático.

### **Suelos colapsables y expansivos**

Se denominan colapsables a los estratos que física o geotécnicamente no cumplen con unas condiciones que permitan al suelo soportar esfuerzos ya sea propios o de un agente externo. A nivel estructural cuenta con un gran número de microporos y tienden a ser de diámetro fino con partículas cementantes, estos suelos suelen ser depósitos naturales, que con presencia de agua pueden soportar cargas leves cuando están parcialmente saturados (N. Moreno, 2014). Cuando el agua lava los cementantes del suelo, se tiene como resultado la pérdida de la resistencia a los esfuerzos aplicados sobre dicho suelo. Según Moreno (2014), algunos mecanismos de colapso son los siguientes:

- Por aumento en el contenido de agua: debido al aumento de la presión de poros, las partículas pueden moverse de tal forma que la estructura se debilita afectando la resistencia al corte y el volumen inicial del suelo.
- Esfuerzos altos en las partículas: establece que las sobrecargas de esfuerzos en las superficies de contacto de las partículas pueden provocar un colapso en la estructura del suelo.

Por otro lado, se puede encontrar los llamados suelos expansivos, al igual que los colapsables son suelos que con presencia de agua pueden llegar a cambiar considerablemente sus condiciones naturales, en este caso estos presentan un cambio volumétrico (expansiones o contracciones) según la cantidad de humedad que tengan (N. Moreno, 2014). Los suelos expansivos son un gran problema para la construcción, pues tales cambios volumétricos pueden traducirse en asentamientos diferenciales excesivos causando grietas en la súper estructura.

Es importante aclarar que los suelos expansivos y colapsables dependen de su origen, así como de las condiciones climáticas y/o el entorno en donde se ubican (N. Moreno, 2014).

### **Interacción del suelo y el agua**

La interacción entre el suelo y el agua es algo muy común gracias a la alta presencia del preciado líquido en la superficie terrestre. Debido a lo anterior es necesario entender el comportamiento del suelo con y sin agua y para esto se utilizan los conceptos de Condición Drenada y Condición no Drenada.

#### **Condición Drenada**

La condición drenada tal como su nombre indica es el estado en el que el suelo está libre de agua intersticial gracias a la facilidad que le proveen los espacios intergranulares para su desplazamiento (Duncan et al., 2014), provocando que las sobrecargas aplicadas y las cargas gravitatorias naturales sean soportadas únicamente por el esqueleto mineral del suelo.

En las arenas y gravas la condición drenada es muy fácil de conseguir al corto plazo una vez se sobrecarga el suelo gracias a su baja capacidad de retención del agua y a la alta cantidad de vacíos que esta clase de suelos posee. En cambio, en suelos como las arcillas y limos se tiene una alta dificultad para desplazar el agua atrapada en los vacíos intergranulares, produciéndose el drenaje en el largo plazo con la aparición de grandes desplazamientos debido a la reacomodación de las partículas de suelo.

#### **Condición no Drenada**

La condición no drenada se tiene cuando el suelo no tiene la capacidad de liberarse del agua atrapada en el tiempo en el que este es cargado. Esta condición es inherente a los suelos finos como las arcillas en un estado de saturación parcial o total (Duncan et al., 2014). Las arcillas,

debido a la alta capacidad de retener el agua presentan tasas de drenaje muy bajas que mantienen la condición de saturación una cantidad de tiempo muchísimo mayor que los suelos con mayor tamaño de grano.

Las construcciones sobre suelos finos saturados se enfrentan en sus etapas tempranas de vida a un suelo en condición no drenada-, tal condición cambia en el largo plazo con la sobrecarga que representa la construcción finalizada, y que provoca el drenaje del agua atrapada.

A nivel experimental, una prueba que permite conocer parámetros de dichas condiciones (drenada y no drenada) es el ensayo triaxial, el cual además entrega información de deformabilidad a través de la curva esfuerzo-deformación.

### **Cimientos y Tipos de cimientos**

Los cimientos son los elementos de la estructura cuya principal tarea es transmitir las cargas de la superestructura al suelo, de tal forma que el suelo no exceda su capacidad de carga en vista de que, si las cargas aplicadas al suelo son superiores a su capacidad se pueden generar asentamientos excesivos o la falla repentina del suelo.

En función del tipo de suelo y las cargas que se deban transmitir se tienen dos posibles tipos de cimientos: las cimentaciones superficiales y las profundas.

### **Cimentaciones superficiales**

Las cimentaciones superficiales son aquellas que se encuentran o bien en la superficie del terreno o a poca profundidad medida desde este punto; profundidad conocida como profundidad de desplante. En la rama del diseño de cimentaciones, esta clase de cimientos posee un desplante no mayor a 4 m (Das & Soban, 2012) o bien a una profundidad no mayor al ancho del cimiento (Bowles, 1996).

Los cimientos superficiales más reconocidos son las zapatas, éstas pueden ser aisladas o corridas y en algunos casos combinadas.

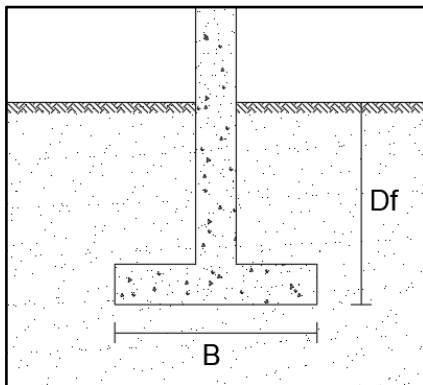
### **Zapata Corrida**

Esta clase de zapata es la que se utiliza cuando se quiere transmitir las cargas que soporta un muro al suelo. Su principal característica es que el cimiento tiene la misma o un poco más de longitud que el muro.

### **Zapata Aislada**

Las zapatas aisladas son aquellas que se utilizan para transmitir las cargas que bajan por las columnas al suelo (

Figura 1). Las dimensiones de éstas pueden variar, pero en general tienden a ser diseñadas con forma cuadrada.

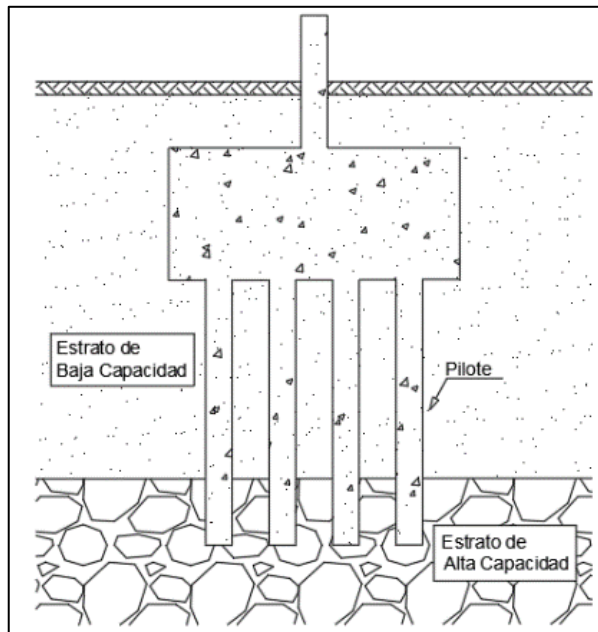


*Figura 1 - Corte transversal de una zapata. Fuente: Propia.*

### **Cimentaciones Profundas**

En muchas ocasiones se tiene un suelo compuesto por materiales de muy baja resistencia o altamente compresibles lo que dificulta la selección del tipo de cimiento adecuado para

transmitir las cargas, por lo que en lugar de optar por cimientos de mayor sección transversal o una mayor cantidad de elementos se estudia el profundizarlos en busca de llevar las cargas a estratos con una mayor resistencia.



*Figura 2 - Corte transversal de un grupo de pilotes. Fuente: Propia*

En este tipo de casos es posible optar por pilotes, los cuales transmiten la carga de la superestructura repartíéndolas en el estrato débil mediante fuerzas de fricción y el estrato fuerte mediante el contacto directo con la punta del pilote (Bowles, 1996).

### **Estados Límite del Suelo**

La resistencia del suelo puede variar por diversos factores como el tamaño de grano, la cantidad de vacíos, la presencia de agua, impurezas, entre otros; por lo es importante trabajar con un rango de seguridad en función de la carga máxima que éste puede soportar, los asentamientos que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción que no sean perjudiciales a corto

plazo (Asentamientos Permitidos) y los asentamientos que signifiquen la falla del suelo (Reese et al., 2005).

Siguiendo lo expuesto anteriormente se encuentran dos formas de ver el problema: el estado de servicio y el estado límite último.

### **Estado Límite de Servicio**

El estado límite de servicio es el punto que marca el máximo valor de la capacidad del suelo mientras la estructura transmite cargas de servicio. Estas cargas son las que deberá soportar el suelo mientras la estructura se encuentra cargada sin que alguna eventualidad, que genere un aumento considerable de las cargas, suceda. Los estados de servicio a considerar son los asentamientos admisibles y la carga admisible.

### **Asentamientos Admisibles**

Durante la vida útil de la estructura las cargas que deberá resistir en el día a día generarán un efecto de carga y descarga en el suelo que resultará en desplazamientos producto de la deformación del suelo (Reese et al., 2005). A estas deformaciones rutinarias se les conoce como “Asentamientos Admisibles” y generalmente se toma como valor máximo 25 mm o 1”.

### **Carga Admisible**

La carga admisible o capacidad portante admisible es el valor del esfuerzo que deberá soportar el suelo producto de la transmisión de las cargas de servicio al suelo y este valor se utiliza para dimensionar los cimientos (Reese et al., 2005).



### **Estado Límite Último**

Según Reese et al., (2005), el Estado Límite Último es el estado en el cual se obtiene la falla total del suelo debido a una sobrecarga de éste. En general se determina un valor para el esfuerzo máximo que puede soportar el suelo, el cual se conoce como Esfuerzo Último y para trabajar con un margen de seguridad se obtiene una capacidad portante final que será resultado de dividir el Esfuerzo Último por un factor de seguridad.

### **Comportamiento del Suelo**

Con el pasar de los años las investigaciones realizadas han llevado a que los ingenieros planteen modelos matemáticos que permitan predecir con cierto margen de seguridad el comportamiento del suelo, es decir, tener de antemano, para las condiciones de carga planteadas, los posibles asentamientos y los esfuerzos que deberá soportar el suelo. Estos modelos giran en torno a ciertas características principales del suelo como material, que en el caso del modelo Mohr-Coulomb para un comportamiento elástico – perfectamente plástico son: módulo de elasticidad ( $E_s$ ), ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), cohesión ( $c$ ) y el módulo de Poisson ( $\nu$ ).

### **Módulo de Elasticidad del Suelo ( $E_s$ )**

El suelo como todo material presenta deformaciones al someterse a sobrecargas por lo que existe una relación directa entre las cargas aplicadas y las deformaciones unitarias que sufre el suelo mientras el material aún se encuentre en la región de deformaciones elásticas (Das, 1999).

$$E_s = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Siendo  $\sigma$  la presión aplicada al material y  $\epsilon$  las deformaciones unitarias que presenta el material.

$$\epsilon = \frac{\delta L}{L}$$

Donde  $\delta L$  son las deformaciones que presenta el material y  $L$  la longitud original del cuerpo.

### Rango Elástico del Material

La zona elástica de todo material es aquella en la que las cargas aplicadas generan deformaciones recuperables una vez la carga se retira del cuerpo (Helwany, 2007).

### Rango Plástico del Material

El rango plástico es la zona en la cual las cargas dejan de producir deformaciones recuperables y no hay una relación directa entre las cargas y las deformaciones (Helwany, 2007).

Usualmente se trabaja con el rango elástico de los suelos, por lo que para estimar las posibles deformaciones que éste pueda sufrir es necesario conocer el módulo de elasticidad. En la Tabla 1 se resumen los valores típicos de módulos de elasticidad para cada tipo de suelo en la siguiente tabla:

*Tabla 1 - Módulos de Elasticidad Típicos. Fuente: Finesoftware*

<i>Tipo de Suelo</i>	<i>Consistencia o densidad del suelo</i>	<i>E (MPa)</i>
<i>Limo</i>	Muy Suave	0.2 - 2.0
<i>Arcilla</i>	Muy Suave	2.0 - 15
	Suave	5.0 - 25
	Firme, medio	15 - 20
	Duro	50 - 110
	Arenoso	25 - 250

<i>Arena Loess</i>	Limosa	7.0 - 21
	Suelta	10.0 - 24.0
	Densa	48 - 80
<i>Arena y Grava</i>	Suelta	55 - 145
	Densa	100 - 190

Los módulos de elasticidad pueden determinarse mediante correlaciones y ensayos de laboratorio. En la primera opción, se realiza un ensayo de campo que permite recolectar información acerca de las características físicas del suelo, como por ejemplo el número de golpes en el Ensayo de Penetración Estándar y mediante fórmulas desarrolladas con los resultados de suelos conocidos que sean similares al que se desea analizar se encuentran los parámetros buscados. La correlación tiene como principal inconveniente la diferencia entre las composiciones de los suelos a comparar, el perteneciente a la zona del proyecto y el que fue tomado como referencia para crear las fórmulas de la correlación seleccionada.

La segunda opción, es por la estimación del modelo de elasticidad a partir de los resultados de ensayos de laboratorio. Estos, permiten obtener resultados específicos del suelo gracias a la obtención de muestras inalteradas de éste. Debido a la naturaleza controlada de los ensayos en laboratorio éstos resultan ser más confiables que las correlaciones.

### **Módulo de Poisson ( $\nu$ )**

El módulo de Poisson o también conocido como Relación de Poisson es la relación entre las magnitudes de las deformaciones axiales de dos planos distintos (Helwany, 2007), es decir, si describimos un cuerpo utilizando los ejes  $x$ ,  $y$  y  $z$  se tienen deformaciones paralelas a esos ejes,

siendo éstas  $\delta x$ ,  $\delta y$  y  $\delta z$ ; así la relación de Poisson puede describirse matemáticamente de la siguiente forma:

$$\nu = \frac{\delta_1}{\delta_2}$$

Donde  $\delta_1$  y  $\delta_2$  son cualquiera de las deformaciones planteadas anteriormente y por convención  $\delta_2 > \delta_1$ .

Para explicar correctamente el concepto de ángulo de fricción y cohesión hay que repasar los conceptos de esfuerzo normal y cortante tratados en el criterio de falla del suelo Mohr-Coulomb, puesto que éstos son los que condicionan la falla de los cuerpos.

### Modelo Mohr-Coulomb

Los cuerpos al ser sometidos a cargas axiales presentan en su interior una combinación de esfuerzos cortantes y esfuerzos normales.

Tomando como ejemplo el cuerpo de la Figura 3, se tiene que cuando se carga axialmente a un cuerpo hasta llegar a la carga que genera la falla se genera un plano en cual se produce la falla del elemento según Braja. Das, (2013), llamándose esta *Falla por Compresión Axial*.

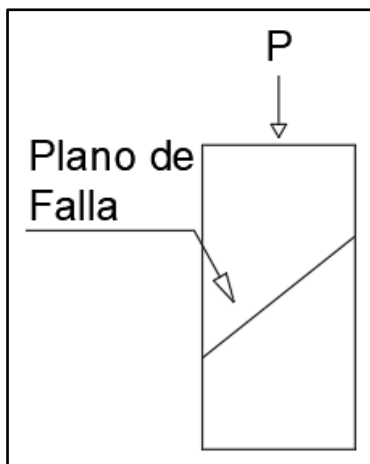


Figura 3 - Cuerpo sometido a carga axial y plano de falla. Fuente: Propia

Analizando el plano de falla generado por esta carga  $P$  se encuentran los esfuerzos normales ( $\sigma_n$ ) y cortantes ( $\tau$ ) tal como se muestra en la Figura 4.

La relación entre estos dos tipos de esfuerzos es lineal siendo descrita por el ingeniero Charles-Augustin de Coulomb para los suelos en general de la siguiente forma:

$$\tau = c + \sigma \tan(\varphi)$$

La anterior fórmula se conoce como modelo de falla Mohr-Coulomb en términos totales para Braja. Das, (2013). Con la teoría de esfuerzos efectivos de Terzaghi se ajusta esta expresión obteniendo:

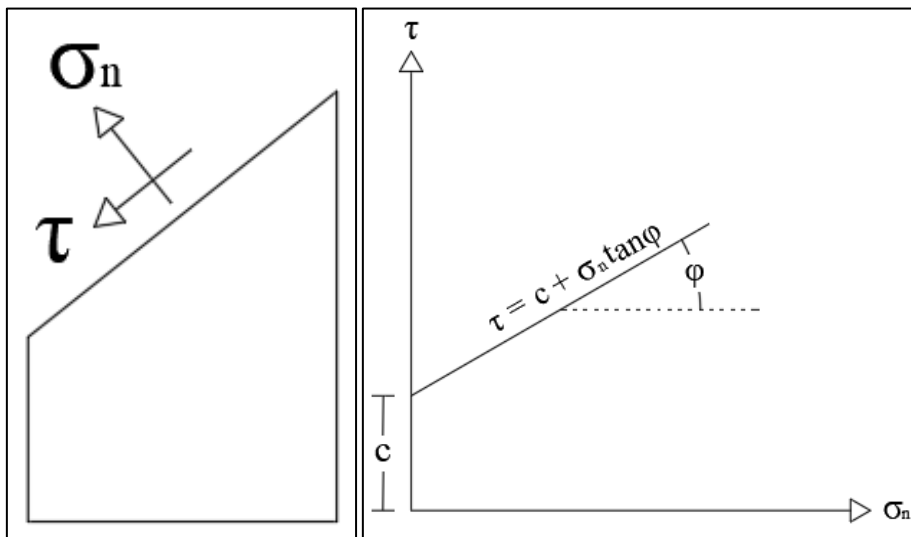


Figura 4 - Esfuerzos normal y cortante en el plano de falla y envolvente de falla Mohr-Coulomb. Fuente:

Propia.

**Esfuerzo Normal**

El esfuerzo normal es el esfuerzo medido de forma ortogonal al plano de referencia. Los efectos de los esfuerzos normales se miden con las deformaciones paralelas al sentido de este esfuerzo según Braja. Das, (2013).

**Esfuerzo Cortante**

Para el esfuerzo paralelo al plano de referencia Braja. Das, (2013). Los esfuerzos cortantes generan el cuerpo efectos de cizalladura paralelos al plano de referencia.

**Ángulo de Fricción ( $\phi$ )**

El ángulo de fricción representa la inclinación de la envolvente de falla del suelo con respecto a la horizontal según Braja. Das, (2013). Este ángulo puede entenderse como el ángulo de reposo del suelo en cuestión cuando se apilan los granos que lo componen mientras éstos estén secos debido a que el ángulo de reposo puede variar dependiendo de las condiciones de humedad tal como pasa en los taludes.

Matemáticamente se expresa como:

$$\phi = \tan^{-1} \frac{\tau}{\sigma_n}$$

**Cohesión (c)**

La cohesión de los suelos puede entenderse como la distancia entre la intersección de la envolvente de falla del suelo y el eje vertical de dicha gráfica para Braja. Das, (2013).

Físicamente se puede entender como la resistencia natural del suelo a los esfuerzos cortantes debido a las fuerzas de atracción intergranulares.

Utilizando estos conceptos se han conseguido modelos matemáticos y algoritmos capaces de modelar cimentaciones arrojando valores de asentamientos bastante cercanos a la realidad o como poco obtener un resultado cercano a la capacidad portante real del suelo. Entre esos modelos matemáticos se encuentran los elementos finitos.

### **Elementos Finitos**

Los elementos finitos son un procedimiento basado en ecuaciones analíticas computacionales que analiza estructuras o elementos continuos que no se pueden analizar de manera sencilla y rápida, estos permiten obtener una solución a problemas o incógnitas ingenieriles. Este método numérico consiste en la división de un cuerpo en pequeños elementos. A cada elemento se le asigna un conjunto de ecuaciones constitutivas que representan su estado individual y en los puntos donde se unen estos elementos (nodos) se resuelven sistemas de ecuaciones diferenciales parciales. La geometría de los elementos puede variar dependiendo del tipo de problema y de si se modela en 2D ó 3D. Para el primer caso es usual el uso de triángulos, pero con una cantidad de nodos mayor a los vértices de la figura (O. C. Zienkiewicz & Taylor, 2011).

Es muy importante mencionar que, dependiendo de los parámetros y el modelo escogido, se puede tener resultados fieles o por lo contrario resultados poco exactos.

Este tipo de método numérico se caracteriza por su complejidad a la hora de resolver los modelos planteados debido a la alta cantidad de cálculos que se realizan. Gracias a las divisiones que realiza al modelo y a la creación de una gran cantidad de nodos se resuelven matrices compuestas de ecuaciones diferenciales, algo muy distinto a las fórmulas convencionales que se manejan para la descripción del problema geotécnico en cuestión, cuyo principal objetivo es contar con una serie de datos con los que obtener un resultado que dé respuesta al problema planteado al reemplazarse en las fórmulas pertinentes a cada caso.

**Modelación en software**

Para emplear el método, los softwares dedicados a esto siguen una serie de pasos con el fin de recolectar información con la que resolver los sistemas de ecuaciones diferenciales que se les plantean y finalizar con las soluciones al problema planteado. Tales pasos son:

Modelado de estructura de la masa de suelo: el usuario realiza un bosquejo del corte transversal de la situación problema ya sea un talud o un simple rectángulo que simule el espacio en el que se ubicará la estructura. Según parámetros preestablecidos el programa divide el espacio en secciones pequeñas (elementos y nodos), el tamaño de dichos elementos será más grande o pequeño según el criterio del usuario y por lo general la forma de éstos suele ser triangular.

**Asignación de propiedades a los materiales**

Se definen las propiedades de los materiales a analizar de acuerdo con el modelo constitutivo que será utilizado.

**Construcción de las matrices de rigidez de los elementos**

El programa calcula la matriz de rigidez de los elementos con coeficientes que permiten el equilibrio, asociándolos a desplazamientos o deformaciones que tienen los nodos del elemento.

**Aplicación de cargas**

Se establecen las cargas que la superestructura transmitirá al suelo.

**Asignación de condiciones de frontera**

Para la solución de los sistemas de ecuaciones diferenciales que plantea el método es necesaria la aparición de valores conocidos. En este caso a los bordes del modelo se le asignan restricciones en función del comportamiento real que tendrá el suelo. Para los bordes verticales



se restringen los desplazamientos horizontales permitiendo únicamente desplazamientos verticales, introduciendo al sistema de ecuaciones en los nodos de los bordes verticales  $\Delta x = 0$ .

Para el fondo del modelo se restringen tanto los movimientos verticales como horizontales, obteniéndose  $\Delta x = \Delta y = 0$  a los nodos presentes en este borde (*PLAXIS 2D Reference Manual CONNECT Edition V20*, 2019). A diferencia del fondo, la superficie del suelo es la única sin restricciones.

### **Solución del sistema de ecuaciones a partir de las matrices de rigidez**

Se desarrolla un sistema de ecuaciones que dan como resultado desplazamientos desconocidos en los nodos.

### **Cálculo de esfuerzos**

Como resultado de la interacción del suelo del modelo con las cargas aplicadas se calculan los desplazamientos en los nodos de los elementos, resultados que llevan a calcular los esfuerzos que ocasionan tales movimientos. Una vez se obtienen los resultados se compilan en una gráfica Esfuerzo vs Deformación en el punto deseado con el fin de observar el comportamiento del modelo ante el sistema de cargas aplicada.

### **Nodos y Elementos**

Así como se definen los procesos matemáticos que se han de llevar a cabo en el modelado con elementos finitos es necesario conceptualizar los elemento y nodos que lo conforman.

### **Elemento**

Los elementos son pequeños cuerpos en los cuales se divide la situación en cuestión. En el caso de modelos geotécnicos el suelo es lo que usualmente se divide en pequeñas porciones a

diferencia de los modelos para estructuras, en las que los elementos que conforman la estructura son los divididos. En el caso del software Plaxis 2D los elementos utilizados son triangulares, tal como se observa en la Figura 5.

### Nodo

Los nodos en los modelos matemáticos de elementos finitos representan los puntos en los cuales la geometría de cada uno de los elementos se une (O. C. Zienkiewicz & Taylor, 2011).

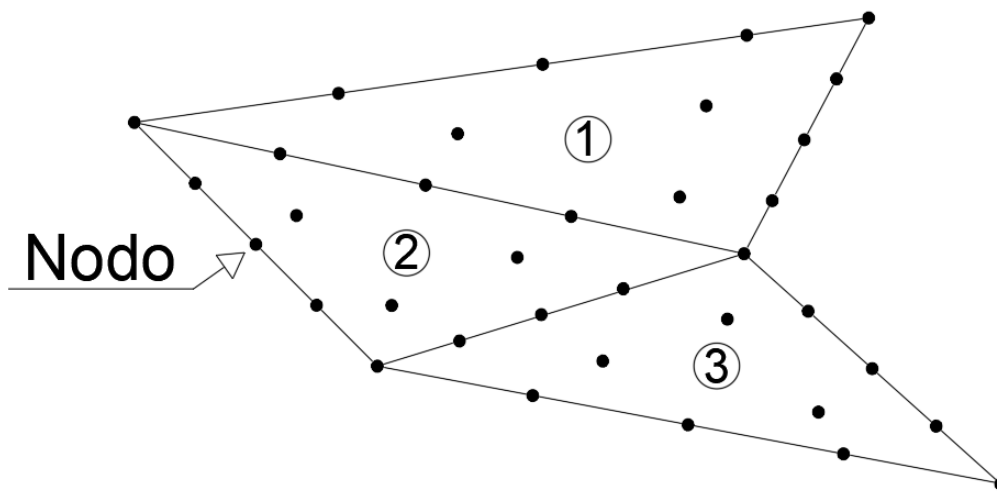


Figura 5 - Elementos con configuración de 15 nodos

En el caso del software de modelación con elementos finitos Plaxis 2D, éste permite el uso de más o menos nodos en los elementos siendo posible escoger entre una configuración de seis (6) o quince (15) nodos. Para la primera configuración todos los nodos se ubican en el perímetro del elemento y en la segunda el perímetro aloja un total de doce (12) nodos y el interior tres (3). Para la mayoría de problemas geotécnicos es bastante aceptado el uso de la configuración de quince (15) nodos gracias a que al utilizar interpolaciones de cuarto orden para los desplazamientos

arroja muy buenos resultados en cuanto a los esfuerzos del suelo (*PLAXIS 2D Reference Manual CONNECT Edition V20*, 2019).

Mientras que los nodos permiten el cálculo de fuerzas y deformaciones el software maneja otro tipo de nodos para el cálculo de esfuerzos, los *Stress Points*. Estos, son puntos alojados dentro del elemento y que para las configuraciones de seis (6) y quince (15) nodos se crean en los elementos tres (3) y doce (12) *Stress Points*.

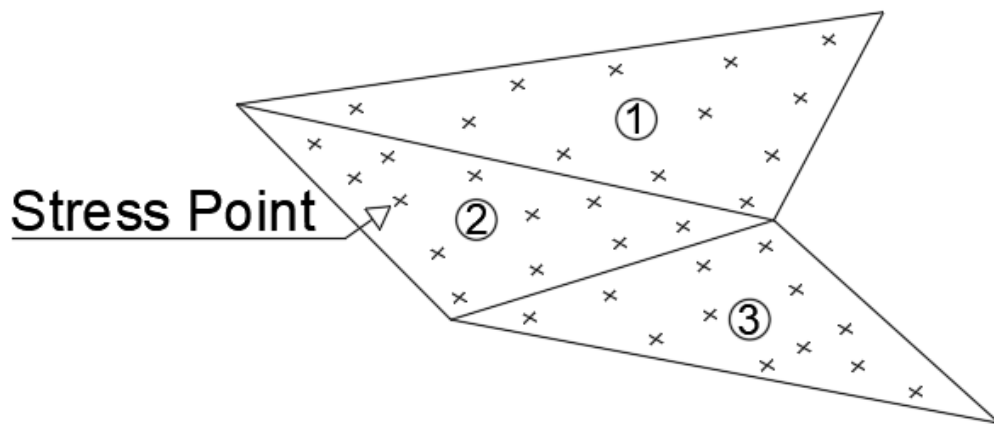


Figura 6 - *Stress Points* para configuración 15 nodos

### Propiedades generales del modelo

Los softwares de modelado con elementos finitos tienen una amplia gama de parámetros de entrada dependiendo del tipo de problema o material en cuestión. En el caso de la tipología del problema es común reducir la situación a una simulación en dos dimensiones gracias a la confiabilidad de los resultados y a la velocidad del cálculo que tal aproximación ofrece, así, se destacan para aproximaciones en dos dimensiones los modelos Plane Strain y Axisymmetric.

### Deformación plana (Plane Strain)

El Plane Strain es un concepto dentro de los elementos finitos que permite modelar en dos dimensiones aquellos problemas tridimensionales en los cuales se tiene que la longitud del elemento es muy grande y las propiedades de la sección transversal son homogéneas en toda su longitud (Helwany, 2007). Un ejemplo claro de esto es una zapata corrida, problema en el cual se puede suponer que tanto las propiedades de la zapata y del suelo son homogéneos en toda la longitud de la zapata.

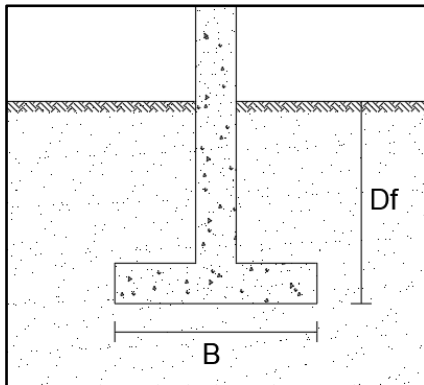


Figura 7 - Corte transversal de una zapata. Fuente: Propia

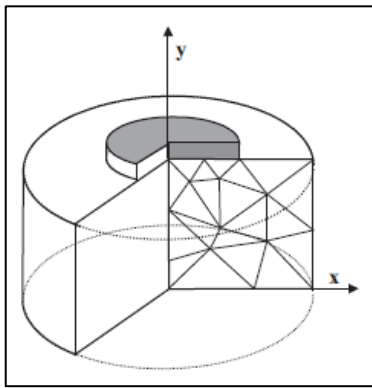
En el caso de modelar una zapata corrida, al dibujarse ésta en 2D, se estará dibujando un corte transversal como el mostrado en la

Figura 7. **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** En tal caso, se considera que las propiedades de los elementos que constituyen al problema a resolver son iguales en toda la longitud de la zapata corrida.

Los modelos Plain Strain se caracterizan por calcular los esfuerzos y deformaciones en el plano del dibujo (X e Y) y tomar como cero tales resultantes en el eje en el que se extruye el modelo (eje Z).

### Axisymmetric

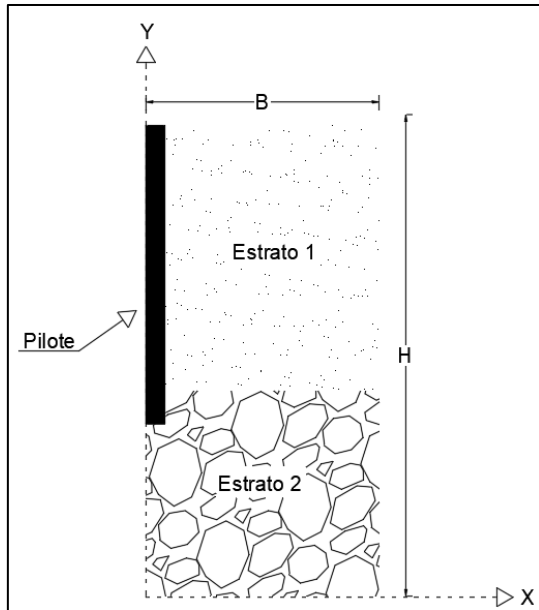
Los modelos axisimétricos son aquellos en los cuales se tiene una estructura aproximadamente cilíndrica por lo que para su solución es necesario el uso de coordenadas de este tipo. En este caso se analiza si las características del suelo, materiales y cargas varían en la rotación del eje longitudinal del problema en cuestión debido a que el resultado sería o no función del ángulo que se mida respecto a un eje perpendicular al longitudinal del problema, si se presenta una homogeneidad en las propiedades mencionadas se obtiene una independencia del ángulo de rotación permitiendo un análisis en dos dimensiones (Reddy, 1993).



*Figura 8 - Corte Transversal de un cuerpo cilíndrico para análisis con un modelo axisimétrico Fuente: (PLAXIS 2D Reference Manual CONNECT Edition V20, 2019)*

Gracias a la naturaleza del cálculo que ejecuta el modelo axisimétrico es común utilizarlo en el diseño de cimentaciones para tanques de almacenamiento, pilotes y zapatas circulares. En la Figura 9 se muestra un ejemplo del modelado de un pilote utilizando un modelo axisimétrico.

En este, a diferencia del modelo *Plain Strain* se supone un cuerpo con la mitad del diámetro original ubicado en una de las esquinas del modelo y no en el centro.



*Figura 9 - Modelado Axisimétrico Pilote*

Con esto se supone que las propiedades de los materiales y la geometría de los cuerpos es homogénea en todo el volumen que resultaría de la rotación del plano mostrado en la figura anterior alrededor del eje Y.

### **Geosintéticos**

Los geosintéticos son polímeros no degradables derivados del petróleo que presentan unas propiedades físico-mecánicas específicas (Resistencia a la tensión, densidad, módulo de elasticidad), y en el caso de la geotecnia proveen una gran variedad de soluciones a problemas específicos (Pavco, 2019), dentro de los que se tienen: el drenaje, el aumento de resistencia, estabilización y refuerzo de suelo etc. En la actualidad, existen una gran variedad de geosintéticos (Georefuerzo, geomalla, geomembrana, georred, geospuma, geocompuesto), que pueden dividirse en dos grandes grupos:

**Tejidos**

Constituidos por una serie de hebras de hilo conectadas entre sí por medio de empalmes finalizando en una estructura plana, dichos empalmes pueden estar hechos de enlaces químicos, enlaces térmicos.

**No tejidos**

Están fabricados por polímeros ordenados sistemáticamente y enlazados mecánicamente. Cuentan con un nivel de permeabilidad alto y son usados ampliamente en la geotecnia y cimentaciones, dichos geosintéticos tejidos tiene la función de drenaje, filtración, separación y refuerzo de suelos.

**Funciones de los georefuerzos**

Algunas de las funciones de los georefuerzos según el manual de Pavco, (2019), son las siguientes:

**Separación**

Usados para separar dos estratos de suelos que pueden llegar a tener diferentes gradaciones o distribución de partículas. Se pueden emplear para separar un material de soporte de uno que sea mucho más fino o que afecte dicho estrato de soporte (Pavco, 2019), es decir, evitar la contaminación, donde un suelo base puede penetrar en un suelo blando, por ejemplo. De esa manera se logra proteger la integridad del diseño

**Filtración**

Evacuar el agua de un estrato de suelo a otro, sin permitir que las partículas se puedan mover o cambiar de sitio según el manual de Pavco, (2019).

**Drenaje**

Según el manual de Pavco, (2019), pueden emplear como drenes para que el flujo de agua pase por suelos menos permeables. Es funcional también en la disipación de la presión de poros.

**Refuerzo**

Uno de los usos de estos materiales es el mejorar las características del suelo dependiendo de las necesidades del proyecto. En el caso de su uso en el manual de Pavco, (2019) pavimentos las geomallas brindan un aumento del CBR, mientras que en la construcción de terraplenes se utilizan para mejorar el factor de seguridad.

**Contención de fluidos**

En algunos casos, se puede obtener geosintéticos impermeables a gases y/o fluidos, permitiendo así un encapsulamiento de estratos específicos como los suelos expansivos (Pavco, 2019).

**Control de erosión**

Una de sus funciones más famosas es el control de erosión en suelos según el manual de Pavco, (2019), controlando las lluvias o escorrentías que pueden afectar significativamente una ladera.

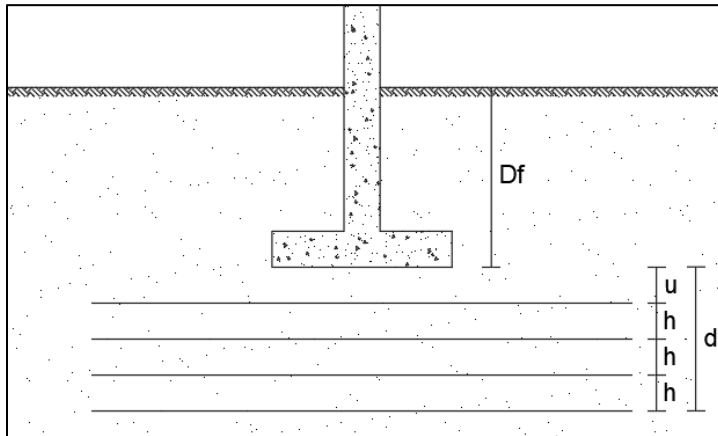
**Georefuerzos en cimentaciones superficiales**

En el uso de los geosintéticos como método de refuerzo de cimentaciones superficiales se tienen ciertos parámetros que rigen la disposición del material en el sistema, tales parámetros son:

- Profundidad de la primera capa (u).



- Número de capas (N).
- Profundidad de refuerzo (d).
- Módulo de elasticidad del material del geosintético ( $E_r$ ).
- Separación entre capas (h).



*Figura 10 - Disposición Capas de Geo-refuerzo. Fuente: propia.*

### Estado del arte

El estudio de la capacidad de carga de los suelos hoy día presenta una rama de gran importancia: Mejoramiento de Suelos, centrada en observar el comportamiento del suelo sobre el que se apoyan las edificaciones cuando se incluye algún agente externo, con el fin de mejorar sus propiedades según Braja. Das, (2013). Los agentes usados con mayor frecuencia son los reemplazos de arena en arcilla, estabilización del suelo con cal o cemento, así como la inclusión de georeforzos.

En ese contexto, existe una gran variedad de investigaciones enfocadas en determinar las proporciones idóneas entre las dimensiones del cimiento y las distintas maneras en las que se puede instalar el refuerzo en el terreno. Originalmente, los geosintéticos fueron pensados para utilizarse exclusivamente en la construcción de taludes de lleno, gracias a que aumentan el factor de seguridad de estos sin la necesidad de recurrir a métodos complejos que pueden llevar a un aumento sustancial del valor de construcción como se menciona en el documento de Duncan et al., (2014), luego pasaron a los pavimentos como un método de separación de las capas de compactado, pero al ver el buen comportamiento de los pavimentos a lo largo del tiempo como se muestra en Lenart et al., (2016), su uso se hizo ampliamente aceptado en esta clase de construcciones. Se observa así, un largo camino recorrido por los geosintéticos y ahora se investiga su impacto en la capacidad portante como estrategia para reforzar el suelo sobre el que se apoyarían cimientos superficiales.

El estudio de las inclusiones para la mejora de la capacidad portante de los suelos se enfoca principalmente en la variación de parámetros, tales como el módulo elástico del material de refuerzo, el tamaño del cimiento y número de capas, entre otros según Yamamoto & Kusuda,

(2001). Se encuentra que los estudios llevados a cabo en la rama han sido experimentales, analíticos o ambos. Los primeros buscan determinar los parámetros óptimos de manera empírica realizando una cantidad apropiada de ensayos de laboratorio. Por su parte, los estudios analíticos tienen por objeto describir el fenómeno que se observa mediante ecuaciones, estudios enfocados en modelar los problemas utilizando softwares y algunas veces se realizan estudios muy rigurosos, en los cuales se desarrollan modelos matemáticos para determinar la capacidad portante final que se van corrigiendo a medida que se avanzan los ensayos de laboratorio, estos se catalogan como analítico-experimental.

### **Estudios experimentales**

Los estudios experimentales abarcan los trabajos de investigación en los cuales se realizan ensayos de laboratorio y de campo. En estos se encuentra como uno de los primeros la investigación de Khing et al, (1993) en la cual se apoyan zapatas en arena reforzada con varias capas de geomallas. En éste, se dan muestras de lo que puede ser una exitosa inclusión de georeforzos dentro del suelo al encontrarse un máximo aumento de la capacidad portante de un 67%, indicando que el número máximo de capas que afectan al comportamiento del suelo es de seis (6), abarcando éstas una profundidad de 2.25 el tamaño del lado mayor del cimiento (2.25B). En este trabajo se explica un aproximado de lo que puede ser el funcionamiento de los refuerzos en el suelo, indicándose que posiblemente la primera capa actúa a manera de una base rígida y rugosa y las demás como rigidizadores del suelo. Además, en la investigación de Khing et al, (1993) indica que los asentamientos máximos que puede soportar el suelo para el cimiento seleccionado se ven ampliamente reducidos por la introducción del refuerzo al suelo, algo que es comprobado (Puri et al, 1993) al evaluar el comportamiento de cimientos de 7.62x7.62 cm sometidos a cargas cíclicas.

Además de evaluar la capacidad portante del suelo al momento de la falla, pueden hacerse observaciones para valores de asentamiento que sean de interés, es decir, si se quiere conocer el esfuerzo para un asentamiento de 150 mm, se puede saber cuánto esfuerzo se necesitó para llevar al suelo a tal deformación. El trabajo de Adams & Collin, (1997) en el cual se realizaron treinta y cuatro (34) ensayos a gran escala de cimientos apoyados sobre arena, cuyos lados fueron 30 cm, 46 cm, 61 cm y 90 cm sigue esta corriente. Los autores determinaron el impacto en la capacidad portante de los refuerzos con unos asentamientos máximos de 0.5%, 1.0% y 3% del lado más grande del cimiento (L). En este caso se encontró que la profundidad óptima en la cual reposa la primera capa aumenta a medida que se toma un valor máximo de asentamiento más grande. Es así como para un asentamiento de 0.5%L se encontró una distancia óptima de 0.25B y para 3%L una distancia de 0.5B. Se encontró un aumento de hasta 2.5 veces la capacidad portante original al momento de la falla (asentamientos del orden del 10% del ancho de la zapata) y de 1.7 veces para un asentamiento máximo del 3%. Los autores relacionan esta mejora de la capacidad portante con la creación de un sistema más rígido conformado por el suelo y las capas de refuerzo además de mencionar que para utilizar una sola capa es mucho mejor si se alcanzan valores altos de densidad relativa a la hora de compactar el material por encima de dicha capa.

Avanzando en el tiempo se encuentra el trabajo de Yamamoto & Kusuda, (2001) en el cual se tratan los modos de falla de los cimientos reforzados. En este caso, los autores decidieron trabajar con pequeñas varas de aluminio que representarían los granos de suelo, aunque a pesar de tener un menor coeficiente de fricción entre ellos, los modos de falla de ambos sistemas son equivalentes en forma. Los autores encontraron al comparar los asentamientos del sistema con y sin refuerzo que las protuberancias en la superficie del montaje a la hora de la falla

correspondían a asentamientos del orden de 0.28 a 0.44 S/B en cambio con el sistema reforzado estos valores caían sorprendentemente hasta valores de 0.12 a 0.28 S/B, notándose así una reducción importante de los asentamientos a la hora de la falla del material y por consiguiente un aumento de su capacidad portante.

Chen et al, (2007) las observaciones se realizaron a un montaje de arcilla reforzada con geotextiles y geomallas utilizando diversos valores del módulo de elasticidad para el refuerzo y midiendo la deformación de estos, adicionalmente los cimientos a probar fueron placas metálicas de 15x15 cm. Chen et al, (2007) encontró que la primera capa debe ubicarse a una distancia equivalente a 0.33B y que a partir de este valor el efecto de esta capa de refuerzo disminuye hasta hacerse nulo. Además, explora la forma en la que afecta el número de capas al suelo, determinando que lo óptimo es colocar capas de refuerzo en un espacio llamado profundidad de influencia, ésta no es más que la profundidad en la que la inserción de refuerzo ejerce alguna mejora y actúa de mejor forma en conjunto con el suelo, dicho valor depende del material y lo estipula en 1.5B para arcillas reforzadas con geomalla y 1.25B para refuerzos con georefuerzo en el mismo material. En cuanto al número de capas óptimo, determinan que utilizar de tres (3) a cuatro (4) capas para reforzar los suelos arcillosos puede ser lo mejor, pero aclaran que la separación óptima parece ser función de la distancia de la primera capa y la profundidad de influencia.

Siguiendo la línea de los estudios en suelos arcillosos y el impacto que sobre ellos han tenido los refuerzos Demir et al, (2013) muestra el resultado de no solo utilizar georefuerzos en arcillas, si no la mezcla de reemplazos con arena y capas de refuerzo dentro. En este caso, se realizan una serie de pruebas de campo en las que se observa el comportamiento del suelo al someterlo a cargas utilizando cimientos cuadrados de 30, 45, 60 y 90 cm de lado. El reemplazo en cada

ocasión se realizó con una profundidad de  $0.67B$  y se utilizaron dos capas de refuerzo, una en la interfaz entre el terreno natural y el reemplazo y la otra en la mitad de la profundidad del reemplazo. Los autores encontraron que solamente el reemplazo era suficiente para aumentar la resistencia del terreno y reducir los asentamientos. A diferencia de Chen et al, (2007), Demir et al, (2013) decidieron trabajar con asentamientos fijos de 10, 20 y 30 mm, además de evaluar resultados al momento de la falla (cuando se obtenía una deformación de 0.03 mm/min durante tres (3) minutos consecutivos) en lugar de trabajar con deformaciones del suelo proporcionales al tamaño de la zapata; con esto, lograron diferenciar el comportamiento del terreno tanto con asentamientos permitidos en el área de la geotecnia, como con los asentamientos máximos que se presentarían, así, mencionan que el impacto del relleno en conjunto con las dos capas de refuerzo es de una mejora del 130% de la capacidad portante si se evalúa a grandes deformaciones (asentamientos que producen la falla del suelo), mientras se presenta hasta un 70% a deformaciones bajas (asentamientos seguros para la superestructura como lo usualmente tomado de 25 mm).

Otro estudio es el realizado por Saghebfar et al, (2017) en el cual se realizan ensayos de carga a un puente de 20 m de largo, el cual se encuentra apoyado directamente en un sistema integrado para puentes conocido como GRS-IBS (*Geosynthetic-Reinforced, Soil-Integrated Build System*) con el fin de evaluar el impacto de las cargas en la cimentación y observar los asentamientos que la estructura tendría, resultasen un comportamiento satisfactorio y mejor que el esperado.

### **Estudios analíticos y modelaciones con softwares**

En la búsqueda de herramientas que permitan predecir el comportamiento de los suelos reforzados con geomateriales se encuentran los Estudios Analíticos y las Modelaciones con Softwares.

### **Estudios Analíticos**

Los estudios analíticos intentan describir el fenómeno físico mediante fórmulas que permitan determinar un valor de la capacidad portante final en función de los parámetros que se van a variar a la hora de construir el sistema, algo parecido a lo que buscan los trabajos centrados en las modelaciones, debido a que estos intentan predecir el comportamiento utilizando softwares de cálculo matemático.

### **Interpretaciones analíticas hasta 1997**

En este ámbito se encuentra el trabajo de Huang & Menq (1997) que es un recopilatorio del estado del arte de la época respectiva. En este trabajo se presentó un compilado de las primeras impresiones de lo que podrían llegar a ser las mecánicas del funcionamiento de los suelos reforzados con geomateriales. Los autores encuentran en la literatura que se presentan tres corrientes a la fecha.

### **Deep Footing Effect**

Esta primera corriente habla de una igualdad entre la profundidad total reforzada con capas de geomaterial y el hecho de aumentar la profundidad de desplante (C. C. Huang & Menq, 1997). La teoría anterior, dicta que la carga transmitida por el cimiento al suelo se ve relegada de capa a capa hasta llegar a la última, sitio en el que sería transmitida finalmente al suelo, situación que sería equivalente a simplemente desplantar el terreno para colocar el cimiento a la misma profundidad en la que se coloca la última capa.

**Wide Slab Effect**

Esta corriente se centra en lo que podría ser un “ensanchamiento” de la carga a medida que se transmite de capa a capa, cuya hipótesis es que la carga se transmite al suelo entre las capas ensanchándose respetando una pendiente, llegando así la carga al suelo con un ancho mayor al de la zapata que la transmite (C. C. Huang & Menq, 1997). Para producir esto es necesario que el ancho de las capas de refuerzo tenga un tamaño mayor al del cimiento.

**Efecto Combinado**

La tercera corriente es una mezcla de las dos anteriores. Los autores encuentran en la literatura que la mezcla de estos dos fenómenos es lo que podría causar la mejora de la capacidad portante y que una forma de encontrar la capacidad portante mejorada sería con un modelo parecido al original de Terzaghi para cimientos sin refuerzo, basándose especialmente en determinar la pendiente del ensanchamiento de la carga en función del ángulo de fricción del terreno ( $\phi$ ) y los factores  $N_q$  y  $N_\gamma$ ; aunque para ello se necesite una profundidad de ubicación de la primera capa menor a  $0.5B$ , algo que para la fecha no pudo analizarse debido a la falta de una cantidad considerable de ensayos que cumpliesen con este requisito (C. C. Huang & Menq, 1997).

**Interpretaciones analíticas recientes**

Más adelante en la línea de tiempo Sharma et al. (2009) encuentra en la literatura formas mucho más exactas de describir el problema. Los autores establecen un modelo para la capacidad portante a partir de dos condiciones, la capacidad portante original del suelo y la capacidad portante adicional gracias a la inclusión de las capas de refuerzo. De esta manera la capacidad portante final sería función de los parámetros que se controlan a la hora de instalar las capas, es



decir, el número de ellas, su módulo elástico, la separación entre capas y profundidad de refuerzo.

Profundizando en sus hallazgos, se mencionan tres mecanismos fundamentales que explicarían de una forma muy cercana el comportamiento de los suelos reforzados: Borde Rígido, Efecto Membrana y Confinamiento lateral.

### **Borde Rígido**

Esta hipótesis explica que al colocar las capas más allá de la distancia óptima, éstas funcionan a manera de borde, lo que provocaría que fallase el suelo entre el cimiento y esta capa o entre capas, siendo perjudicial la inclusión de dicho refuerzo.

### **Efecto Membrana**

Este efecto es la consecuencia de los desplazamientos verticales que sufre la zapata debido a la deformación del suelo. Al moverse el suelo, se deforman las capas de refuerzo provocando fuerzas de tensión en su interior resultando en una componente vertical de dicha fuerza que “descarga” al suelo, aumentando así su capacidad portante.

### **Confinamiento Lateral**

Por último, el efecto de Confinamiento Lateral nace por la misma razón del Efecto Membrana, la deformación de las capas de refuerzo provoca una fuerza de fricción entre el suelo y el refuerzo, generada por el bloqueo de los granos de suelo dentro de los espacios de la malla.

A pesar de que se presenta una forma en la que se tienen en cuenta la mayoría de los parámetros, Sharma et al. (2009) menciona que la dificultad a vencer en este caso es que determinar la componente vertical del esfuerzo en las capas de refuerzo es algo muy difícil de

hacer de manera analítica y que sólo se ha conseguido midiéndola y registrándola en los ensayos de laboratorio.

### **Estudios a partir de modelaciones con softwares**

Haciendo la introducción de los trabajos basados en modelación computarizada se encuentra Abu El-Soud & belal, (2019) el cual utiliza el software de modelación con elementos finitos Plaxis 2D para modelar el comportamiento de los montajes que se realizan en laboratorio. En este trabajo los autores realizaron un árbol de modelaciones teniendo en cuenta trabajos como Khing et al. (1993), Adams & Collin (1997) y Demir et al. (2013). Se encontraron los valores óptimos de los parámetros  $u$ ,  $h$ ,  $L$  y  $Df$ ; los cuales representan la distancia desde el fondo de la zapata a la primera capa, la separación entre capas, el ancho del refuerzo y la profundidad total de refuerzo, respectivamente.

Además de tener en cuenta los parámetros que se variarán en las modelaciones, Abu El-Soud & belal, (2019) discuten las opciones óptimas en cuanto a las formas de modelar la situación, de tal forma que el programa arroje resultados lo más confiable posibles. Los autores proponen utilizar triángulos con 15 nodos para las interpolaciones del programa, esto, puesto que a diferencia de los 6 nodos que maneja el programa arroja resultados mucho más fiables. Adicionalmente, se menciona que para la modelación en Plaxis 3D lo mejor es utilizar elementos tetraédricos de diez nodos, al arrojar estos un resultado realmente satisfactorio y bastante cercano a la realidad.

### **Estudios Analítico-Experimentales**

En muchas ocasiones los autores cuentan con la suficiente información y recursos como para desarrollar modelos que les permitan obtener resultados predictivos de lo que sería el comportamiento en campo partiendo de los ensayos de laboratorio que se realizaron, además de contar con la posibilidad de utilizar softwares que brinden otra forma de corroborar los resultados, mejorando así la confiabilidad del modelo propuesto.

En el trabajo de Ghazavi & Lavansan (2008) se desarrollan ensayos de laboratorio a cimientos sobre muestras de suelo reforzado para evaluar las consecuencias de aplicar carga a configuraciones de refuerzo en las que sea necesario un traslapo de estos materiales. Esto debido al, a veces, reducido espacio entre columnas, de manera que éstas ocupan una distancia menor a lo que debería ocupar el ancho de la capa de refuerzo. Es así como en el trabajo de Sharma et al (2009) se recomienda un ancho entre 4 y 6 veces el tamaño del cimiento y en el trabajo de Yamamoto & Kusuda (2001) se ensayan anchos del refuerzo entre 3 y 5B; teniendo así una situación en la que los georefuerzos tendrían que traslaparse.

Con miras a resolver el problema de los traslapos, en Ghazavi & Lavansan (2008) se realizan tanto ensayos de laboratorio a cimientos ubicados sobre una misma capa de refuerzo como la modelación en el software de diferencias finitas FLAC y luego los resultados son corroborados con un modelo analítico que presentan en el mismo trabajo. Los autores encuentran que al tener este sistema se desarrolla un *Block Effect*. Este efecto genera que la acción del refuerzo se vea aumentada en comparación al análisis a cimientos aislados realizados anteriormente. Se

Menciona además que este efecto tiene su comportamiento óptimo cuando la relación entre el eje de las columnas y la base del cimiento es igual a 2, disminuyendo cuando se supera esta cifra.

Continuando con la revisión de la literatura se encuentra Chen et al (2009) y Abu-Farsakh et al. (2018) los cuales realizaron una serie de ensayos de laboratorio y corroboraron los resultados utilizando el modelo matemático presentado en Sharma et al (2009). En el caso del primer trabajo se realizan los ensayos utilizando como material de pruebas caliza triturada teniendo la mala fortuna de no poder medir los esfuerzos en las capas de refuerzo debido a que, por el tamaño del grano del material, al aplicar la carga resultaba en un aplastamiento de los aparatos de medición, por lo que tuvieron que determinar deformaciones con base en el documento de Sharma et al (2009).

Los autores discuten en el trabajo el posible efecto de escala al probar un material con un tamaño de grano considerable y mencionan que este efecto puede ser combatido en futuros experimentos si se consigue un valor óptimo de lo que denominan *Relación de Refuerzo*, aunque en este trabajo no arrojan un valor debido a que se necesitan más ensayos para entrar en su análisis. Como último aporte de este trabajo se tiene un resultado satisfactorio en cuanto a la inclusión de las capas de refuerzo, llegando a obtenerse un aumento de la capacidad de carga de 2.85 al momento de la falla, aspecto considerado a un asentamiento equivalente a 0.1B.

En cuanto al trabajo de Abu-Farsakh et al. (2013) los ensayos de laboratorio se realizan en arena dividiéndolos en ensayos con y sin desplante. Se encuentra que el asentamiento en el que miden la capacidad de carga última para el suelo reforzado es muy probable que sea función de la profundidad de desplante. Para los ensayos en los que tienen una profundidad de desplante de 1.0B, la capacidad de carga última se da en un rango de asentamientos de 4 a 7% del tamaño del cimiento, en cambio para los ensayos sin desplante se tienen desplazamientos que rondan los 7-

10%. Además de lo anterior se observa que la distancia óptima para la primera capa también dependería de si hay o no desplante.

Para el caso de los ensayos con desplante, se encuentra una relación óptima de 0.33 para ubicar la primera capa de refuerzo, obteniéndose un comportamiento de aumento de la capacidad portante a medida que crecía este valor, disminuyendo al sobrepasarlo. Para el caso del cimientado en la superficie, no se encontró un valor óptimo para esta característica. En cuanto a la profundidad máxima, sugieren un valor máximo de 1.25B utilizando tres (3) capas como máximo.

En el mercado, encontramos una amplia gama de materiales que se pueden utilizar para reforzar los suelos y entre esos encontramos las geoceldas. El trabajo de Hou et al. (2017) las utiliza e intenta describir el comportamiento del sistema suelo-refuerzo con esta clase de material. En esta ocasión siguiendo con los lineamientos de los anteriores trabajos, varía el número de capas, separación, etc. En este trabajo, los autores realizan un modelo matemático de lo que podría ser la capacidad portante con geoceldas teniendo en cuenta las presiones laterales que se presentan en las paredes de las celdas utilizando la teoría de presiones laterales de Rankine.

### **Metodología de la investigación**

El marco procedimental que se siguió con el fin de satisfacer los objetivos propuestos consta de los siguientes pasos:

#### **Revisión bibliográfica**

A través del uso de bases de datos, se recolectaron trabajos acerca de refuerzo con geosintéticos para cimentaciones superficiales y/o profundas, sobre arena o arcilla y limos en el territorio colombiano y en el exterior.

#### **Clasificación de los artículos recopilados y extracción de información relevante**

Una vez realizada la revisión bibliográfica, los archivos recopilados se clasificaron teniendo en cuenta la fecha de publicación, autores, tipo de suelo, tipo de investigación (analítica, experimental, modelaciones por computadora o analítico-experimental), parámetros investigados y tipo de cimentación

Se encontró que para determinar la influencia del refuerzo del suelo a través de geosintéticos se deben tener en cuenta parámetros mostrados en la Figura 10:

- $u$ : Representa la distancia entre la primera capa de refuerzo y el fondo de la zapata.
- $d$ : Representa la profundidad total de refuerzo, medida desde el fondo de la zapata hasta la última capa.
- $h$ : Es la distancia o separación entre capas de refuerzo.
- $L$ : Ancho total de la capa de refuerzo.
- $E_r$ : Módulo de elasticidad del material de refuerzo.

Adicionalmente, se recolectaron los rangos óptimos de los parámetros mencionados de acuerdo con la información básica recopilada en la revisión bibliográfica. En Tabla 2 se muestran los trabajos más relevantes debido a la cantidad de ensayos de laboratorio que poseen además de contar con algunos en los que se realizaron los ensayos de laboratorio con un material arcilloso.

*Tabla 2 - Resumen de valores óptimos disposición de refuerzo encontrados en la literatura.*

<i>Bibliografía</i>	<i>Resumen Valores Óptimos</i>				
	<i>Relleno con Arena</i>	<i>u/B</i>	<i>d/B</i>	<i>h/B</i>	<i>L/B</i>
Adams & Collin, (1997)	-	0.25	0.75-1.00	0.25-0.50	-
Chen et al., (2007)	-	0.33	1.00-1.33	0.167	6
Sharma et al., (2009)	-	0.33	1.25-1.50	-	4.0-6.0
Demir et al., (2013)	0.67B	0.17	0.67	0.5	6
Huang, (2017)	-	0.2-0.4	1.4-1.6	0.2-0.4	4.0-6.0
Xu & Fatahi, (2019)	-	0.50 m	3.5 m	0.50 m	6

En cuanto al material que se utilizó en las modelaciones, se realizó una búsqueda teniendo en cuenta trabajos a nivel nacional e internacional que contasen con los parámetros geotécnicos en condición drenada para el uso del criterio de falla de Mohr-Coulomb y que incluyeran información de su proceso de obtención (ensayos de laboratorio). En ese sentido se recopilieron valores de cohesión del suelo ( $c'$ ), ángulo de fricción interna ( $\phi'$ ), módulo de elasticidad del suelo ( $E_s$ ), relación de Poisson ( $\nu$ ) y peso específico del suelo ( $\gamma_h$ ) presentados en la Tabla 3.

Tabla 3 – Parámetros Geotécnicos Recopilados

Referencia	Sitio	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$E$ (kPa)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
Solano et al., (2012)	Sincelejo	28.21	18.75	4490	20.75
Surarak et al., (2012)	Bangkok	23.6	0	8000	15.8
Páez Macareo & Quintero Flórez, (2013)	Piedecuesta	4.76	10.77	7200	19.00
Ballesteros Tovar & Arias Cifuentes, (2016)	Bucaramanga	24	42.45	19183	21.57
Tapiero, (2017)	No Especifica	21	24	10000	16
Khan et al., (2017)	Texas	20	45.5	9576	20.52
Amaya Pico, (2018)	Socorro	20	7	10170	19

### Definición del tipo de suelo a estudiar

Se decidió estudiar un suelo arcilloso normalmente consolidado de la ciudad de Bangkok, Tailandia, debido a que presentan unos estratos arcillosos de similares características a los bancos de arcilla de la ciudad de Barranquilla como los mostrados en el estudio hecho por Castiblanco (2014), pero, con los ensayos necesarios para el desarrollo de la investigación. La descripción del proceso de caracterización del material se muestra en Surarak et al. (2012). Los parámetros del suelo en condición drenada se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4 - Parámetros geotécnicos de resistencia del suelo seleccionado.



$c \text{ (kN/m}^2\text{)}$	0.001
$\varphi' \text{ (}^\circ\text{)}$	23.6
$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$	8000
$\nu$	0.3
$\gamma_s \text{ (kN/m}^3\text{)}$	15.8

Cabe aclarar que el valor de la cohesión  $c$  mostrada en la Tabla 4 es de 0.001 kN/m<sup>2</sup> debido a que el software Plaxis 2D no admite un valor de cero (0) para este parámetro (correspondiente a una arcilla normalmente consolidada) por lo que debe introducir un valor cercano para evitar errores al momento del cálculo.

### Selección de los geosintéticos

Se seleccionaron los geosintéticos a utilizar de acuerdo con la disponibilidad comercial en Colombia. Se realizó la búsqueda de las referencias de geomallas que se pueden encontrar en el mercado colombiano y se utilizaron tres de tal forma que faciliten el análisis del impacto que tienen éstas como refuerzo al suelo.

*Tabla 5 - Referencias de geomallas disponibles de Maccaferri, Pavco y Geomatrix, en el mercado colombiano.*

<i>Geomallas para refuerzo de capas granulares</i>					
Maccaferri		Pavco		Geomatrix	
Identificación	Material	Identificación	Material	Identificación	Material
MacGrid EG 30S	Poliéster	Geomalla P-BX 12	Polipropileno	Propygrid BX-1200	Polipropileno

<i>Geomallas para refuerzo de capas granulares</i>					
Maccaferri		Pavco		Geomatrix	
Identificación	Material	Identificación	Material	Identificación	Material
MacGrid EG 50S	Polipropileno	NA	Polipropileno	Fortgrid B-50	Poliéster
MacGrid WG 60	Poliéster	NA	Polipropileno	Fortgrid UX- 50	Poliéster
MacGrid WG 90	Poliéster	NA	Polipropileno	Fortgrid UX- 75	Poliéster
MacGrid WG 120	Poliéster	NA	Polipropileno	Fortgrid UX- 100	Poliéster
MacGrid WG 150	Poliéster	NA	Polipropileno	Fortgrid UX- 135	Poliéster
MacGrid WG 200	Poliéster	NA	Polipropileno	Fortgrid UX- 165	Poliéster

De las referencias presentadas, se escogieron las siguientes:

*Tabla 6 - Referencias de geomallas seleccionadas para la investigación y sus características físicas. Er: Módulo de elasticidad del refuerzo, Fr: Fuerza axial de rotura del refuerzo.*

<b>Referencia</b>	<b>Marca</b>	<b>Er (kN/m)</b>	<b>Fr (kN/m)</b>
PBX - 12	Pavco	300	12.4
UX - 50	Geomatrix	626.5	34.7

UX - 100	Geomatrix	1233	73.6
----------	-----------	------	------

Se seleccionaron estas referencias debido a que se tiene un patrón en el que el módulo elástico de cada malla es el doble de la anterior, así el módulo para la PBX – 12 es de 300 KN/m, para UX – 50 se tienen 626.5 KN/m y por último 1233 KN/m para UX – 100; así, se propicia un análisis más apropiado.

### **Definición de los parámetros y casos de modelación**

La definición de los casos de modelación se basó en la recopilación bibliográfica de los parámetros que tuvieron mayor influencia en los suelos mejorados con geosintéticos en otras investigaciones. A continuación, se presentan los rangos de los parámetros que se variaron en el proceso de modelado:

#### **Ancho de zapata (B)**

Se decide trabajar con cinco (5) anchos de zapata, variando entre 1 m y 5 m.

#### **Referencia de geomalla**

La selección de las referencias de las geomallas dejó como resultado el trabajar con las referencias PBX – 12, UX – 50 y UX – 100 cuyos parámetros físicos se describieron anteriormente.

#### **Número de Capas (N)**

Al trabajarse el refuerzo del suelo con geomallas es necesario verificar el comportamiento de su inclusión en el suelo de tal forma que se indique si incluir más de una capa tiene un impacto significativo o no. Se decidió trabajar con un máximo de capas de seis (6) debido a que utilizar

más capas no es recomendado por la literatura debido a las grandes profundidades de instalación, por lo que sería inviable.

### **Separación de la primera capa (u)**

Con el fin de determinar un valor óptimo para este parámetro se eligió modelar un rango de valores entre  $0.1B$  y  $0.6B$  así, se asegura mantener la primera capa en un rango de valores recomendados por (Sharma et al, 2009), (Demir et al, 2013) y (Huang, 2017).

### **Separación entre capas (h)**

Se escogió trabajar con un rango de valores para este parámetro entre  $0.1B$  y  $0.6B$  debido a que es en este rango de valores en los que se presenta el sistema suelo-georefuerzo explicado en (Demir et al, 2013),

Una vez definidos los rangos de valores en los que variarán los parámetros que afectan al refuerzo del suelo se procedió a diseñar el árbol de modelaciones:

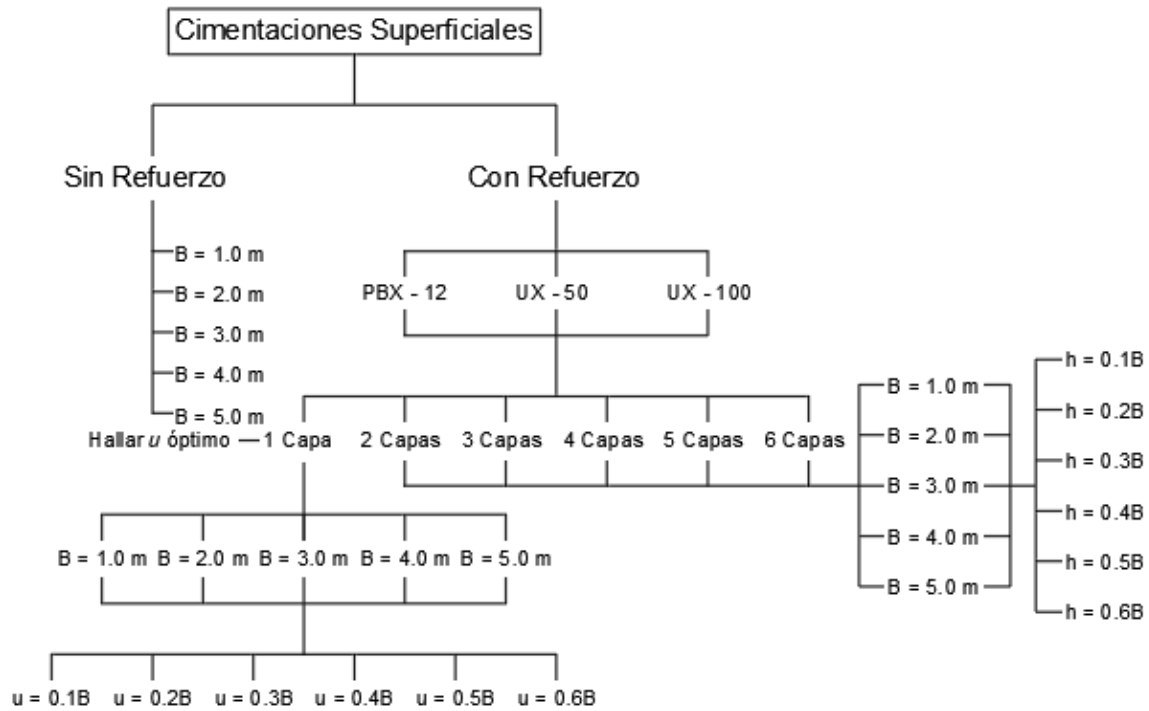


Figura 11 - Árbol de Modelaciones

### Selección de modelos constitutivos y modelado en Plaxis 2D

Una vez reunida toda la información concerniente al tipo de suelo, parámetros de resistencia, referencias del refuerzo y disposición de las capas de refuerzo se procedió a realizar las modelaciones en el software de elementos finitos Plaxis 2D.

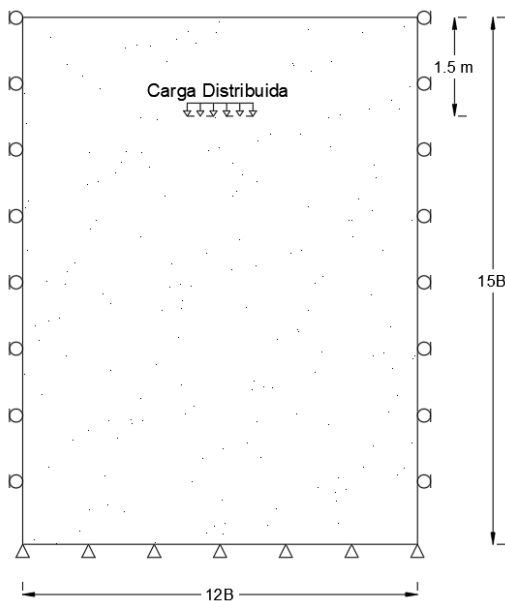
El modelo empleado en Plaxis 2D siguió el ejemplo del trabajo de Abu El-soud & Belal, (2019), en el cual se trabaja el tamaño del modelo con lados cuya medida es 12 veces el ancho del cimiento a modelar, aunque en este trabajo se decidió aumentar el tamaño vertical a 15 veces el ancho del cimiento puesto que en el trabajo citado se modelan cimientos sin refuerzo en este caso se tienen en cuenta las capas de geomalla, con esto se obtiene una distancia considerable que permite reducir el impacto de las condiciones de frontera en el modelo obteniéndose un

modelo más cercano a la idealización planteada. En el caso de la zapata con un ancho de 1.0 m se tienen las siguientes coordenadas:

*Tabla 7 - Coordenadas de la frontera del suelo para  $B=1.0\text{m}$ .*

X (m)	Y (m)
-6	10
-6	-5
6	-5
6	10

Adicionalmente, se estableció la superficie del terreno a una distancia de 10 m del origen de coordenadas ( $Y = 10$ ), con el fin de evitar problemas a la hora de obtener los resultados, se ubicó el cimiento a la misma altura en todos los modelos ( $Y = 8,5$ ), se resume en una profundidad de desplante de 1,5 m en todos los casos.



*Figura 12 - Modelo general sin refuerzo*

Para las condiciones de frontera se utilizaron las restricciones convencionales, restricción al movimiento horizontal en los límites verticales y restricción en todas las direcciones para el fondo del modelo.

Los datos de entrada para el modelo fueron los siguientes:

*Tabla 8 - Datos de entrada para el modelo.*

Modelo	Plain Strain
Nodos en los elementos	15
Aceleración Gravitatoria (m/s <sup>2</sup> )	9.8
Modelo de material	Mohr- Coulomb
Condición del material	Drenada
Carga aplicada (kN/m <sup>2</sup> )	300
Desplante (m)	1.5

El propósito de las modelaciones es encontrar la curva esfuerzo-deformación, por lo que para obtenerlas en primer lugar se le aplica la carga distribuida presentada en Tabla 8 al suelo cuya longitud será la misma que la del cimiento. Para crear la gráfica resultado se seleccionó un nodo en el centro de la zapata para obtener los desplazamientos y un nodo justo debajo de ésta para obtener los esfuerzos en el suelo, lo anterior puesto que no es posible medir deformaciones en los nodos ubicados en los bordes del elemento sino en el interior seleccionando los *Stress Points*, tal como se muestra en las

Figura 13 y  
Figura 14.

Las capas de refuerzo se incluyen en el modelo como elementos *Geogrid* con un comportamiento elastoplástico utilizando los valores para el módulo de elasticidad y la carga axial máxima mostrados en la Tabla 6.

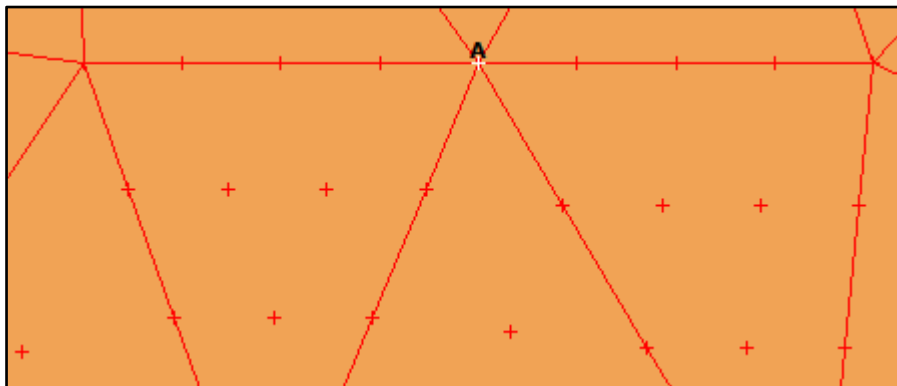


Figura 13 - Punto A. Nodo seleccionado para obtener desplazamientos

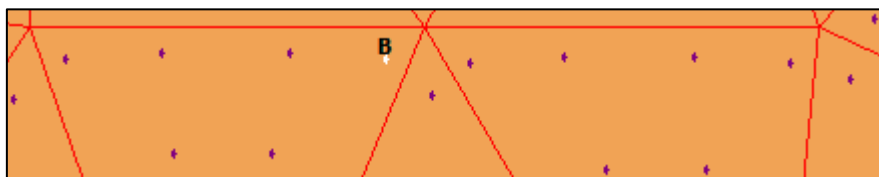


Figura 14 - Punto B. Stress Point seleccionado para obtener esfuerzos en el suelo.

La Figura 15 muestra el modelo a escala posterior a la ejecución del análisis de elementos finitos para el caso de una zapata de  $B = 1.0$  m con seis (6) capas de refuerzo y su correspondiente separación.



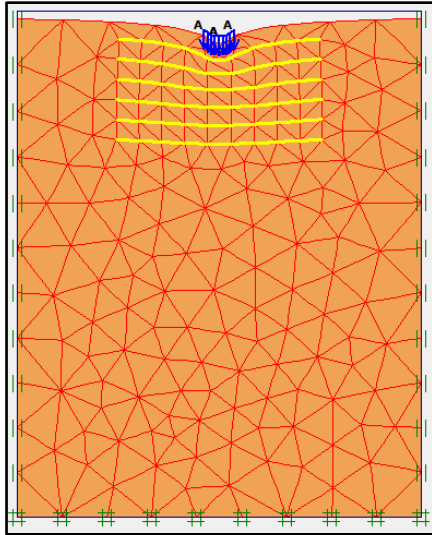


Figura 15 - Esquema de diseño para  $B = 1.0\text{ m}$  posterior al análisis de Plaxis 2D

Además de revisar las deformaciones y esfuerzos que se producen en el suelo a partir de la carga distribuida aplicada, se analizan las fuerzas axiales que experimenta el georefuerzo, tal como se muestra en la Figura 16.

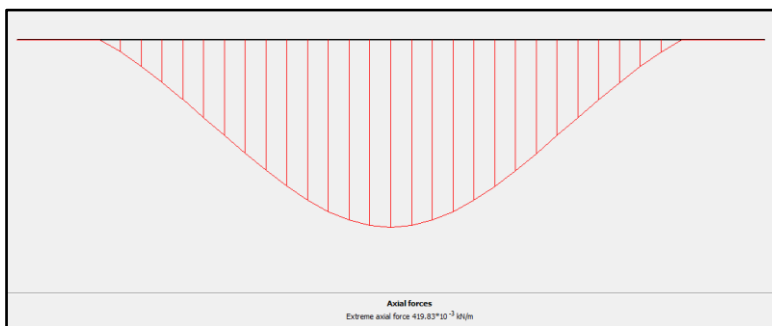


Figura 16 - Esquema de diseño para  $B = 1.0\text{ m}$  posterior al análisis, fuerzas axiales resultantes en el refuerzo

Producto de esto se puede ver que hay una fuerza axial máxima que experimenta el georefuerzo, que conlleva a una deformación máxima y una resistencia o capacidad portante máxima. Debemos aclarar que a pesar de poder conocer los valores tope a través del programa, no necesariamente establece que son los puntos de falla del suelo, es decir, el suelo en estudio, con la zapata, la carga y las capas de georefuerzos, pueden haber llegado a la falla antes de lo que se muestra en esos resultados, debido a esto, se establecieron deformaciones específicas por medio de las cuales se puede llegar a conocer sus correspondientes esfuerzos, sin necesidad de llevar al material a una falla innecesaria.

### **Diseño de Cimentación Sobre Suelo Reforzado y No Reforzado**

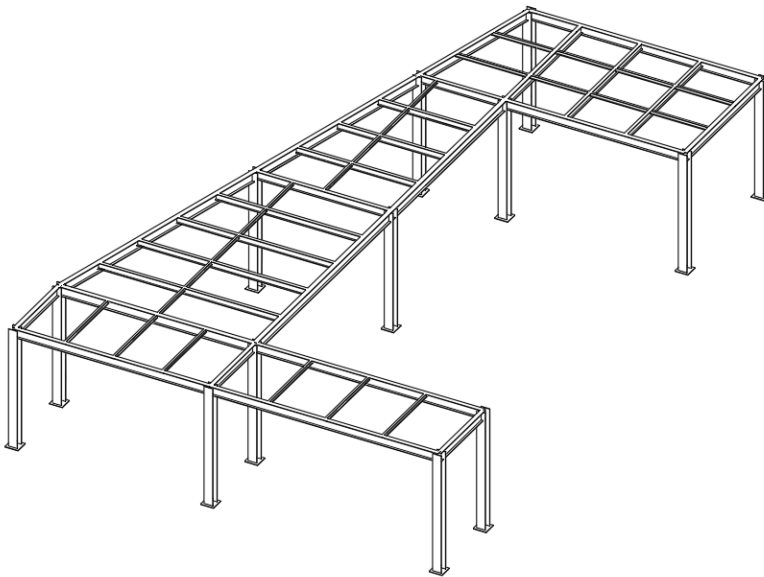
Con el objetivo de poner a prueba el sistema de cimentaciones sobre suelos reforzados con georefuerzos, se determinó el ancho de una zapata ubicada en un suelo reforzado y otro con suelo no reforzado para una estructura de dos niveles de uso residencial.

La estructura a analizar corresponde a la ampliación de una vivienda existente la cual está conformada por una estructura metálica en perfiles alma llena HEA 200 para las columnas, IPE 220, 140 y 80 para las vigas principales, viguetas y nervios respectivamente que soportan una losa en metaldeck que reposa sobre pedestales de concreto.

Los pedestales que transmiten las cargas a la cimentación cuentan con una sección transversal de 40x40 cm y una longitud de 1.50 m correspondientes a la profundidad de desplante planteada.

Las cargas de diseño debido a que se trata de una edificación de uso residencial y no se cuentan con detalles constructivos precisos de los acabados arquitectónicos serán de 0,18 Ton/m<sup>2</sup> para las cargas vivas y 0.46 Ton/m<sup>2</sup> para las cargas muertas, correspondientes a la suma de las

cargas de particiones en mampostería y afinado en mortero (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Una vez se calculan las cargas se procede a dimensionar los elementos de la cimentación. Para ello se toma como referencia el suelo utilizado para el desarrollo de la investigación, para el que se obtuvieron unos resultados de capacidad portante para anchos de zapata de 1.0 a 5.0 m con asentamientos de 25 a 100 mm. Con tales datos, se tiene una referencia para iniciar la iteración del ancho de zapata.



*Figura 17 – Modelo Tridimensional de la Estructura. Fuente: Propia*

### **Pasos a seguir**

Considerando los resultados obtenidos y lo explicado anteriormente, los pasos a seguir en este punto de la metodología serán los siguientes:

- Determinar un ancho inicial de cimiento: Conociendo el valor de la capacidad portante de cada ancho de cimiento, se convierte en términos de la carga puntual máxima que puede soportar, se realiza una interpolación lineal utilizando la carga puntual más grande que transmite la estructura, con el fin de obtener un ancho de cimentación inicial con el que modelar en Plaxis 2D.
- Calcular la presión transmitida: Una vez obtenido el tamaño de la zapata se determina la carga distribuida que deberá introducirse en el software, se divide la carga puntual entre el área de la zapata cuadrada de ancho seleccionado.
- Modelar con configuración óptima: Se modela la zapata con el ancho calculado y la carga distribuida utilizando la configuración óptima que se determine en los apartados anteriores (separación entre capas, número de capas, etc...). Luego de esto se compara la capacidad portante del sistema con y sin refuerzo y si se obtiene una mejora se reduce el ancho de la zapata, repitiéndose el proceso. Si se encuentra una mejora que se considere insuficiente se prueba aumentando el asentamiento permitido y realizando la interpolación respectiva para determinar el valor de B correspondiente.

Los pasos anteriormente explicados se resumen en el siguiente diagrama de flujo:

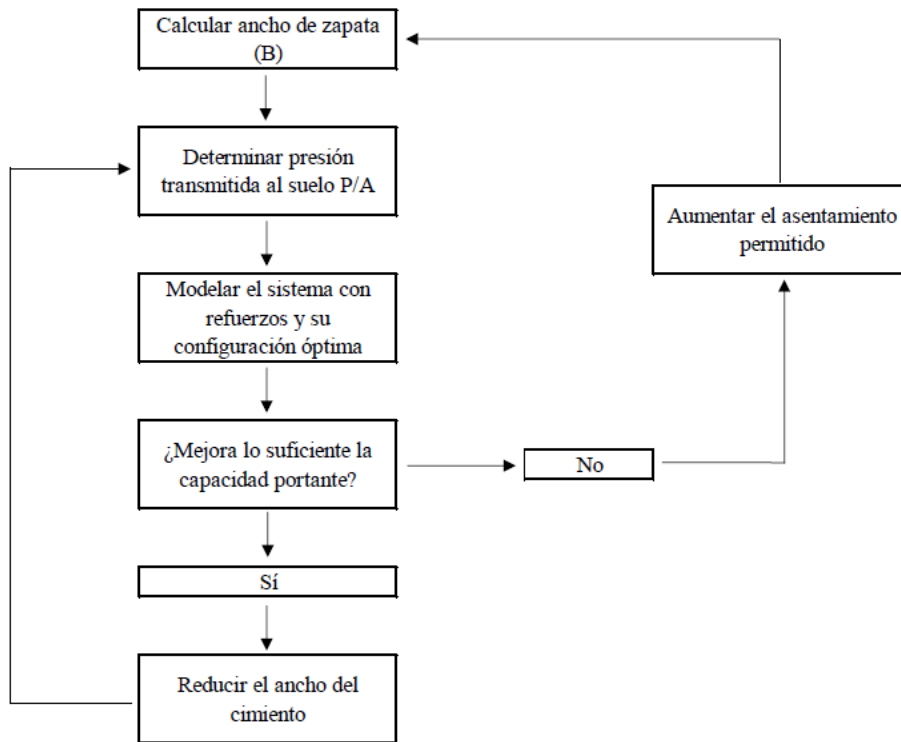


Figura 18 - Diagrama de Flujo Modelaciones Situación Real

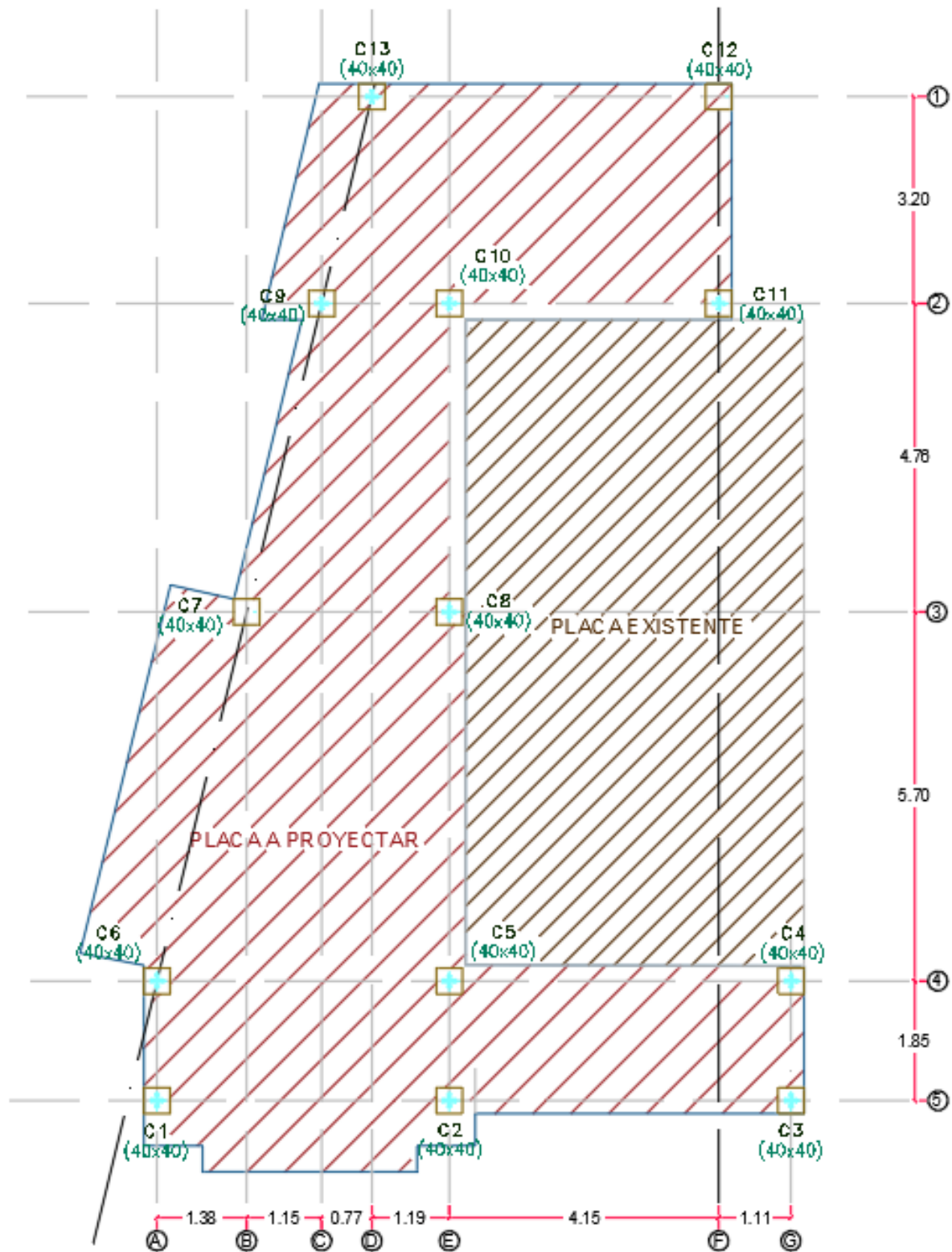


Figura 19 - Planta de Columnas de la Estructura

### Análisis de resultados

Los resultados de las modelaciones se discutirán en la siguiente sección analizando el impacto que tienen las capas de refuerzo en la capacidad portante del suelo midiendo dicho efecto mediante el BCR (Bearing Capacity Ratio por sus siglas en inglés) o Factor de Capacidad Portante, el cual mide qué tanto aumentó dicho valor en comparación al original, análisis discriminado por los siguientes parámetros:

- Tamaño del cimiento (B).
- Separación de la primera capa (u).
- Separación entre capas (h).
- Profundidad de refuerzo (d) y Número de Capas (N).
- Módulo de Elasticidad del Georeforzo ( $E_r$ )
- Diseño de una zapata sobre suelo reforzado y sin reforzar.

Siendo el BCR:

$$BCR = \frac{\text{Capacidad Portante del Suelo Reforzado}}{\text{Capacidad Portante del Suelo sin Reforzar}}$$

#### **Tamaño del cimiento (B).**

Analizando los resultados obtenidos de las modelaciones se encuentra una aparente relación inversa entre el aumento de la capacidad portante y el ancho del cimiento para los asentamientos evaluados.

Se encuentra que para cimientos con anchos menores a 2.0 m la inclusión de capas de refuerzo es más notoria, obteniéndose incluso un 40% de mejora de la capacidad portante con asentamientos de 100 mm.

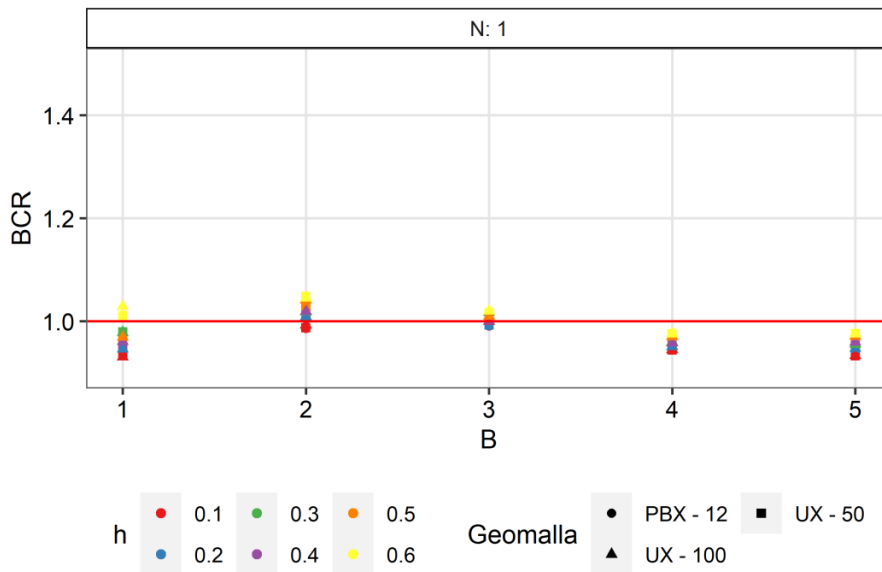


Figura 20 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (25 mm de asentamiento)



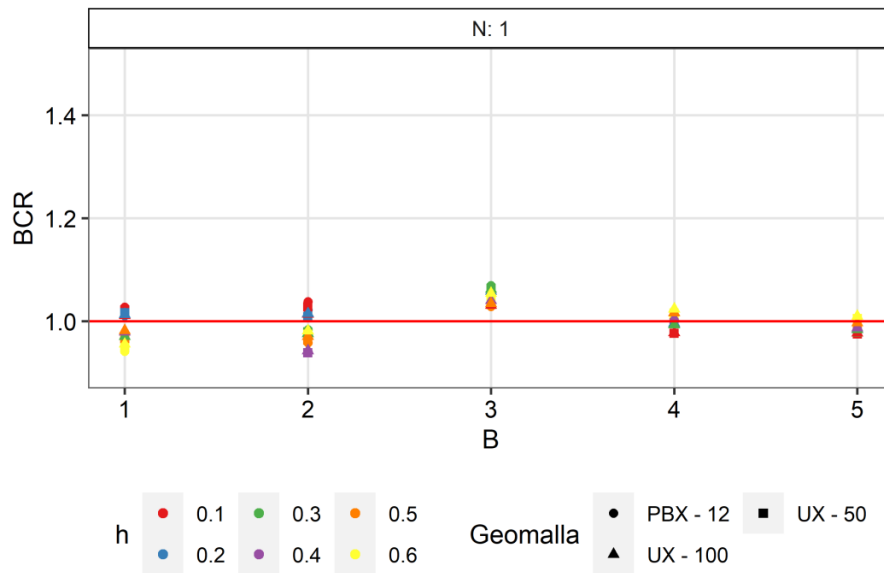


Figura 21 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (100 mm de asentamiento)

Lo anterior, se puede explicar debido a que los cimientos a medida que se incrementa su ancho disminuyen el valor de la capacidad portante que puede ofrecer el suelo a un asentamiento dado, lo que provocaría que para movilizar un cimiento pequeño se necesitase un esfuerzo mayor que para desplazar una zapata de mayor anchura.

Lo anterior se traduciría en un mayor esfuerzo transmitido a las capas de refuerzo, efecto que provocaría que siguiendo las disposiciones del *Efecto Membrana* (Sharma et al., (2009) se tenga una mayor fuerza que descargue el suelo en comparación a los cimientos de mayor tamaño.

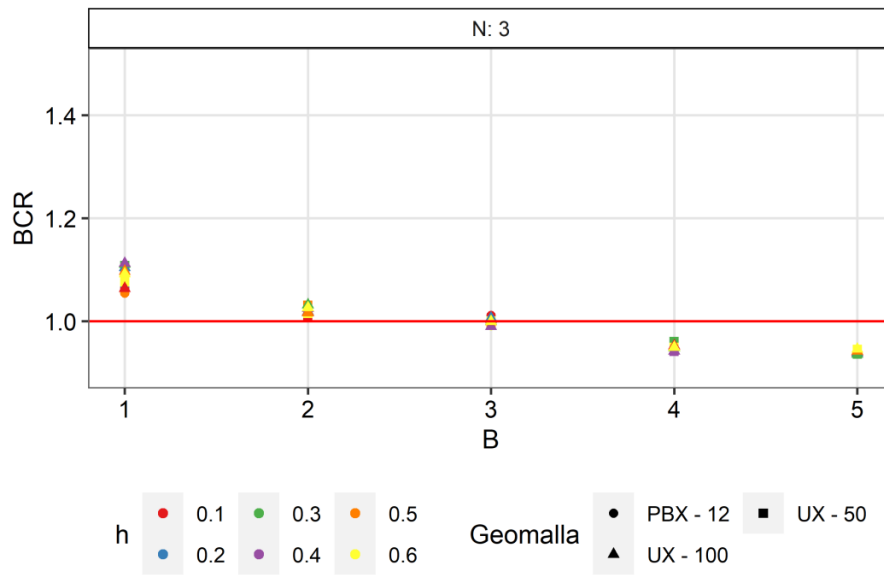


Figura 22 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)

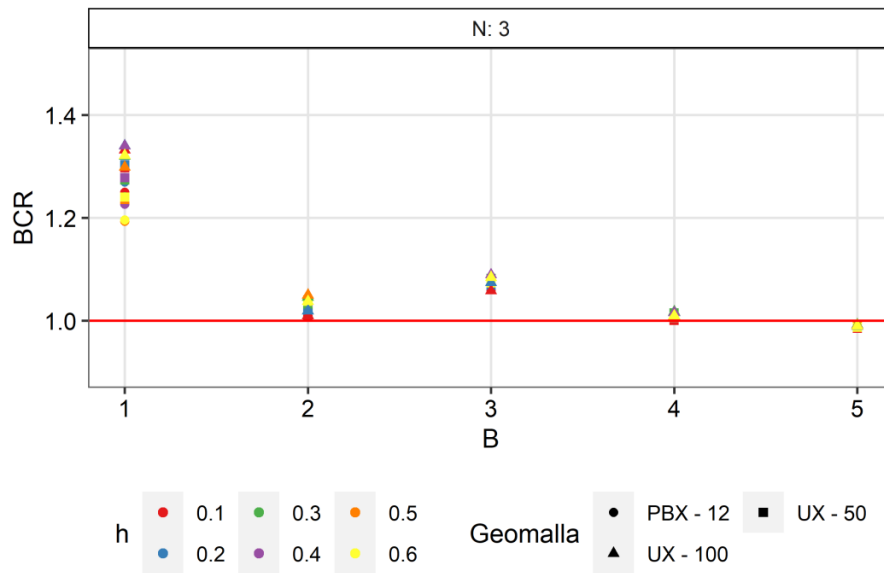


Figura 23 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)

Debido a que se encontró que a mayor ancho del cimiento disminuye el aumento de la de la capacidad portante para los límites de asentamiento seleccionados en este trabajo, se decidió no modelar el sistema para los anchos de cimiento 4.0 y 5.0 m para la geomalla con menor módulo de elasticidad.

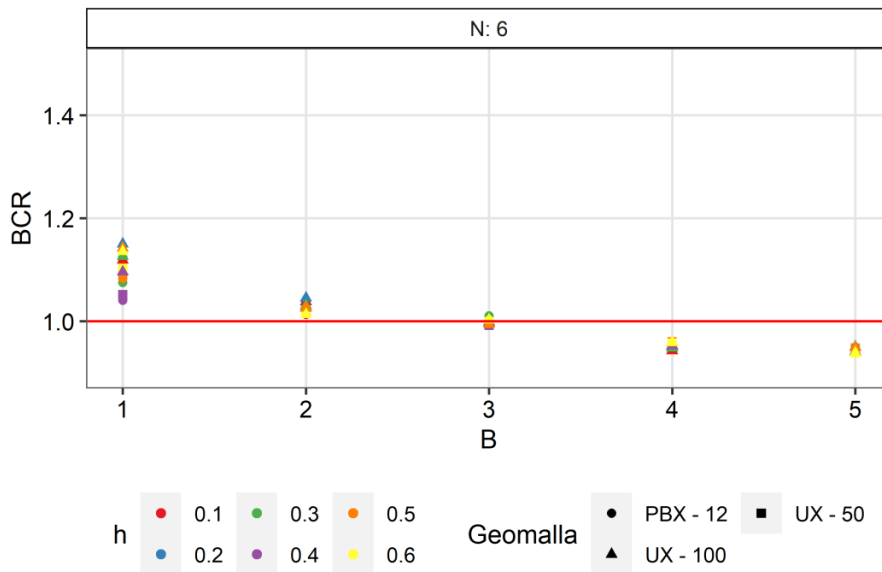


Figura 24 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)

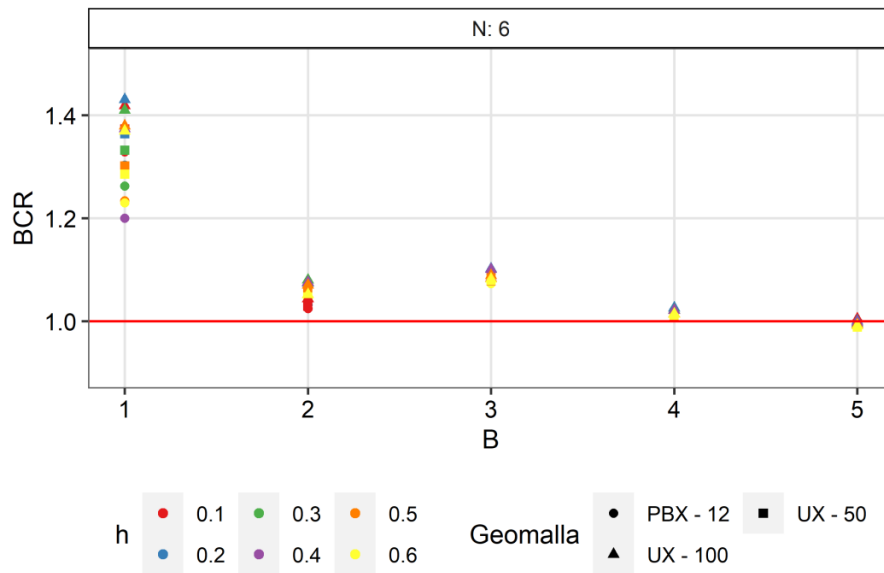


Figura 25 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)

De las gráficas *BCR vs Ancho de cimiento* para tres y seis capas se observa un comportamiento similar al presentado en los párrafos anteriores, además, se puede evidenciar que sin importar el número de capas los anchos de cimiento mayores a 2.0 y 3.0 m no presentan mejora en la capacidad portante, lo cual indica que para los asentamientos seleccionados el uso de refuerzo con geotextiles en las cimentaciones con estos anchos no es eficiente.

### Separación de la primera capa (u)

Con el fin de medir el impacto de la separación de la primera capa en el sistema, se modelaron los cimientos con una y dos capas de refuerzo variando tanto la separación de la primera capa y el cimiento y la separación entre capas cuando se tenían dos.

Para el caso de una sola capa trabajando como refuerzo se obtuvo que es mínima la mejora de la capacidad portante con este sistema incluso con cimientos de ancho pequeño.

Se observa que para cualquier ancho de cimiento la inclusión de una sola capa de refuerzo no presenta un comportamiento claro e incluso puede desmejorar la capacidad de carga, especialmente para asentamientos bajos.

De la

Figura 26 se podría deducir que al trabajar con una sola capa es más conveniente ubicarla lo más lejos posible del cimiento, pero se descarta la idea debido a que va contra toda la bibliografía revisada y que indica que no es recomendable tener dicha capa a una distancia mayor de  $0.4B$  (Chen & Abu-Farsakh, 2015), por lo anterior, se cree que este comportamiento es resultado de que el sistema tiende a ignorar ésta sola capa y trabajar como no existiese. Además, para las separaciones máximas analizadas de  $0.6B$  solo se obtiene un 4% de aumento en la capacidad portante lo cual es despreciable en la práctica.

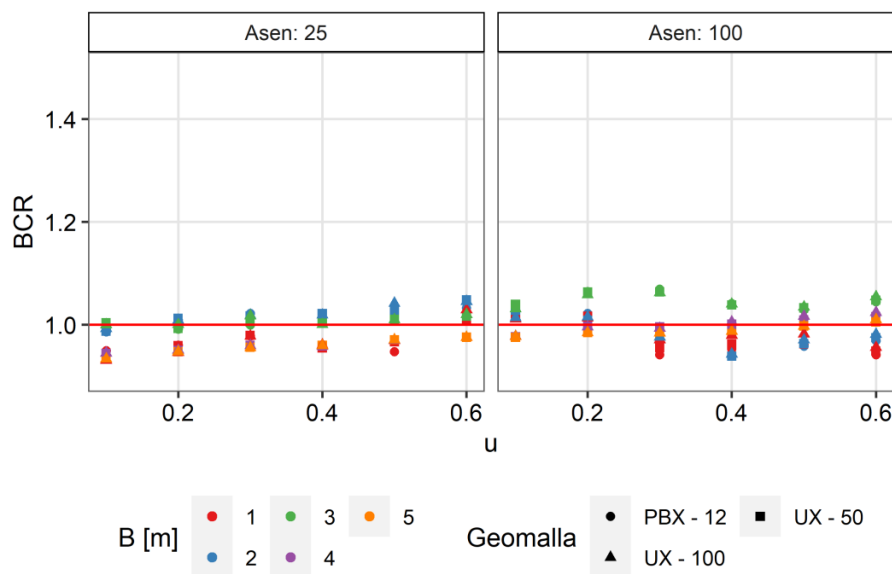


Figura 26 - BCR vs u. Asentamientos (D) 25 y 100 mm (una sola capa).

Siguiendo con el análisis, se encontró que para obtener un buen comportamiento en el aumento de la capacidad portante debido a la inclusión de capas de refuerzo se necesitan al menos dos de éstas, por lo que para evaluar la posición óptima de la primera capa de refuerzo se trabajó con una segunda variando tanto la posición de la primera como su separación con la segunda capa.

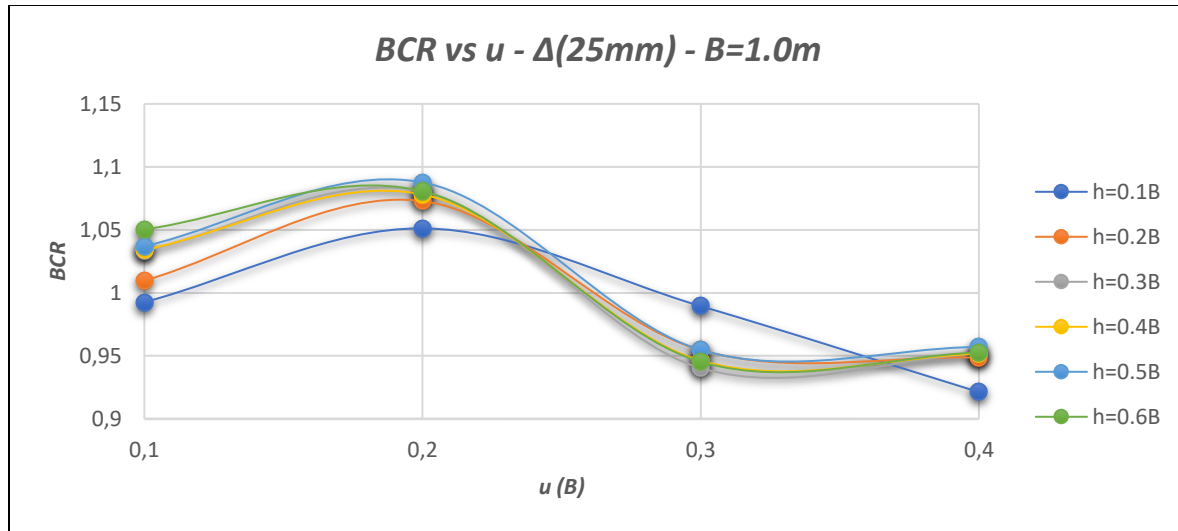


Figura 27 - BCR vs u. dos capas de refuerzo y georefuerzo UX-50,  $B = 1.0\text{ m}$

Contrario a la aleatoriedad que presenta el sistema con una sola capa, al tener dos se observa que para anchos de zapata entre 1.0 y 2.0 m se puede contar con un valor óptimo de este parámetro de  $0.2B$ , mientras que para anchos mayores aparentemente no importa la posición de la primera capa. Este comportamiento es el mismo sin importar las características del material de refuerzo.

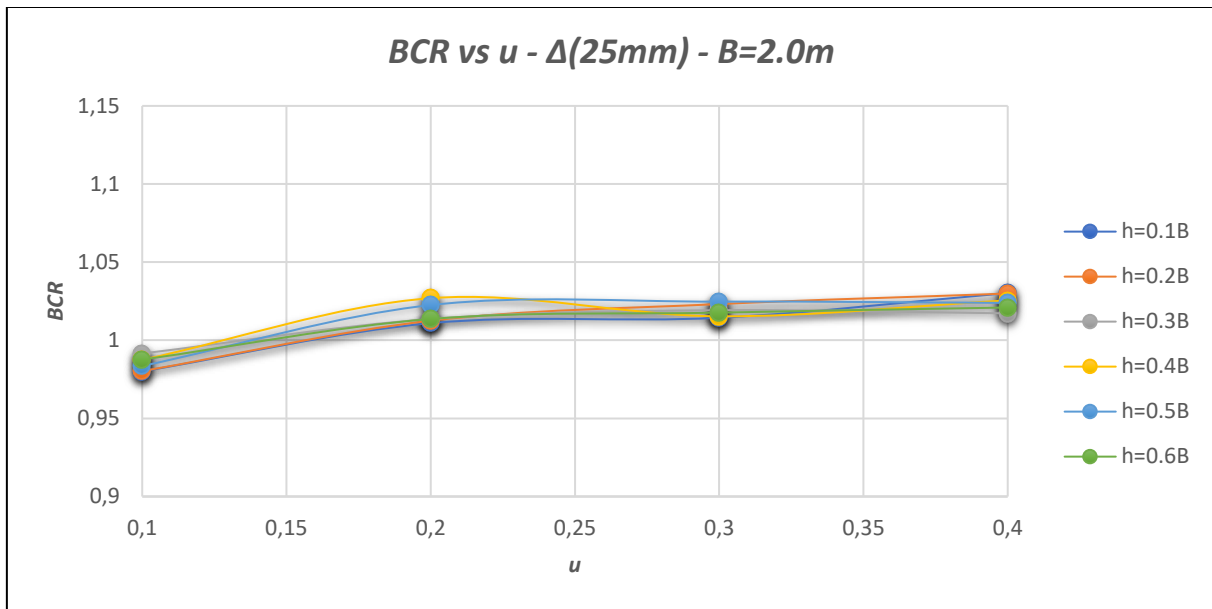


Figura 28 -  $u$  vs BCR. 2 capas de refuerzo y georefuerzo UX-50,  $B = 2.0 m$

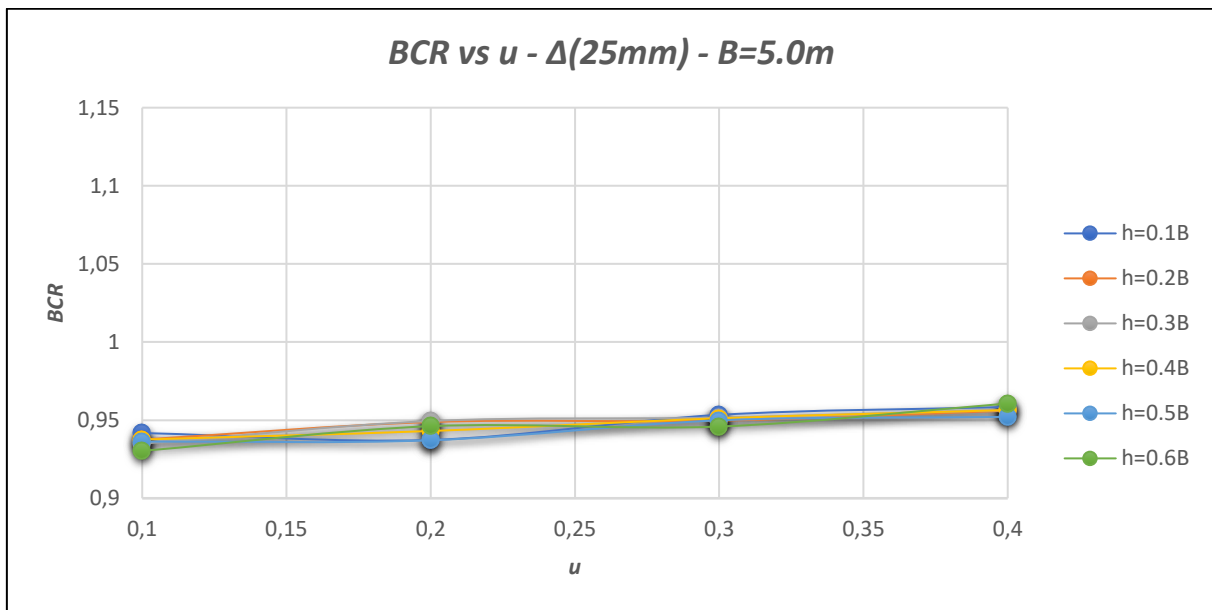


Figura 29 -  $u$  vs BCR. 2 capas de refuerzo y georefuerzo UX-50,  $B = 5.0 m$

### Separación entre capas (h)

Las observaciones realizadas a los datos relacionados a este parámetro indican que las capas de geofuerzo proveen el máximo aporte a la capacidad portante mientras las capas estén separadas entre 0.2 y 0.4 veces el ancho del cimiento.

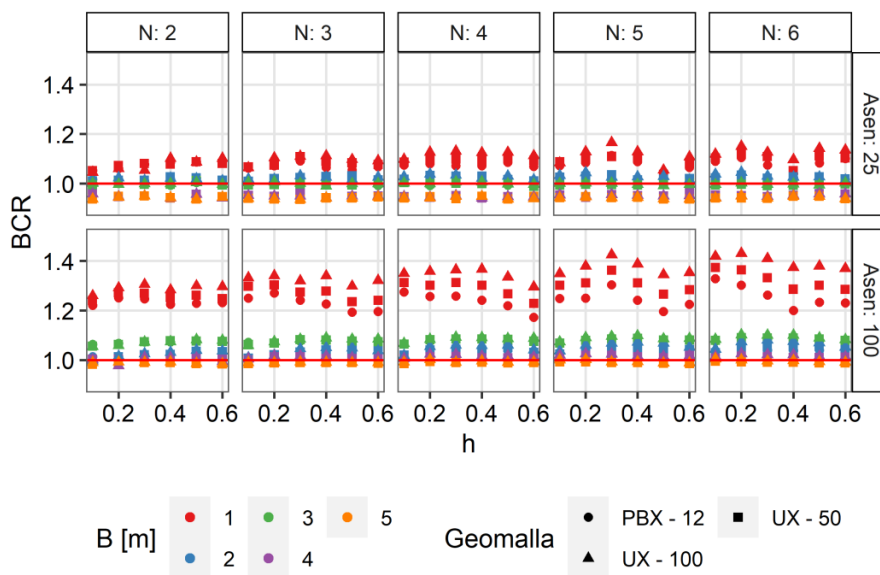


Figura 30 - BCR vs h

Con la gráfica de la Figura 30 se observa que el valor de  $h$  (*Separación entre capas*) hace crecer el valor del BCR en la mayoría de los casos presentando un pico entre  $h = 0.2B$  y  $0.3B$  y disminuyendo el valor de la mejora de la capacidad portante a medida que crece el valor de  $h$ , además tal comportamiento se acentúa a medida que se aumentan los asentamientos.

Además de lo anterior, se percibe una interacción mínima entre este parámetro y la mejora de la capacidad portante para anchos de zapata mayores a 3.0 m con los asentamientos presentados. Las variaciones en el impacto a la capacidad portante no superan el 3% entre la separación



mínima utilizada y la que genera el pico en  $B = 5.0$  m, dando a entender que no aporta nada aumentar la separación entre capas.

Intentando explicar el anterior fenómeno se encuentra que a medida que aumenta la separación entre las capas cambia el valor de la fuerza axial que sufren éstas, tal como se muestra en la gráfica de la

Figura 31. **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Dicha gráfica muestra que para separaciones entre 0.2 y 0.3 veces el ancho del cimiento se tiene que todas las capas están sometidas a un valor parecido de fuerza axial, esto indicaría que todas las capas pueden estar interactuando satisfactoriamente en el sistema. Además, a medida que se aumenta la separación, la fuerza axial que sufren las últimas capas disminuye, aumentando así la carga que deben soportar las primeras. Tal fenómeno de disminución de la fuerza axial de las últimas capas se presenta con separaciones mayores a  $0.3B$  (Figura 31), coincidiendo este valor de  $h$  con el rango de valores que presenta un mayor BCR.

Lo anterior sugiere que a medida que se aumenta la separación entre las capas de refuerzo menos capas son las que van a aportar al aumento de la capacidad portante.

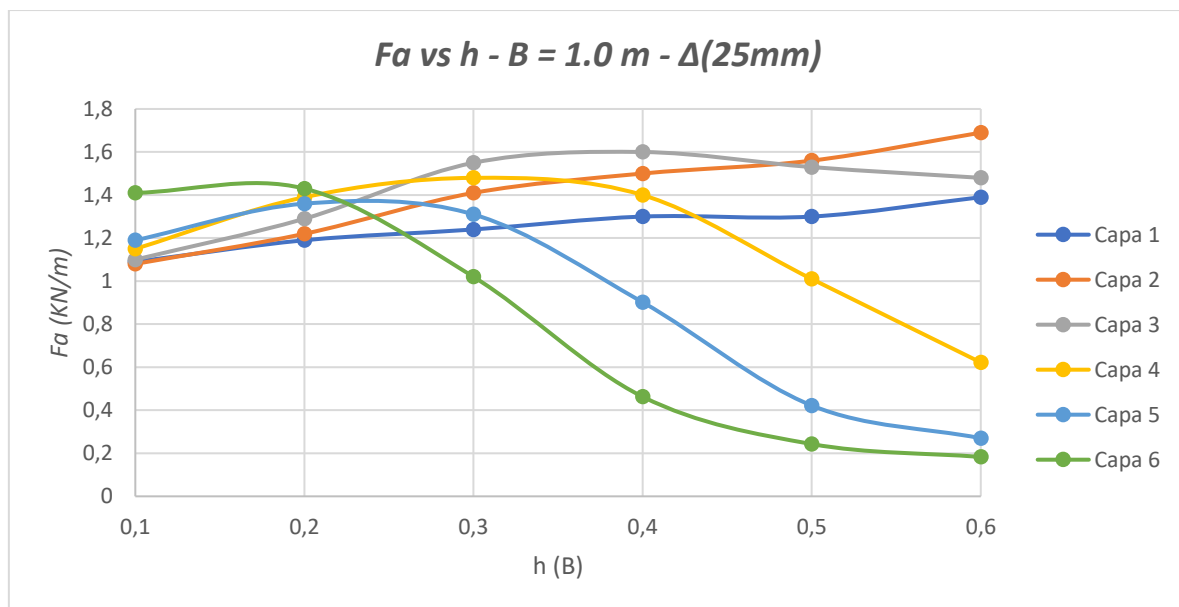


Figura 31 - Fa vs h. 6 capas de refuerzo y georefuerzo PBX-12

### Profundidad de refuerzo (d) y Número de Capas (N).

Observando el comportamiento de estos parámetros se encuentra que mantienen una estrecha relación en cuanto a la mejora de la capacidad portante.

En un inicio se analizó el comportamiento de agregar más capas utilizando una separación en específico con lo cual se encontró que incrementar el número de capas es beneficioso siempre y cuando se trabajen con las separaciones óptimas, aunque después de las cinco o seis capas incrementar su número es inútil para el sistema.

Se observa adicionalmente que la profundidad de refuerzo ideal oscilaría entre 1.0 y 1.5 veces el ancho del cimiento. Lo anterior debido a que se obtuvo con una separación entre  $0.2B$  y  $0.3B$  el máximo aumento para la capacidad portante cuando se utilizaron seis (6) capas, indicando una profundidad de refuerzo de 1.2 m ó  $1.2 B$  para  $B = 1.0$  m. Esto se cumple para las zapatas de 1.0 a 3.0 m.

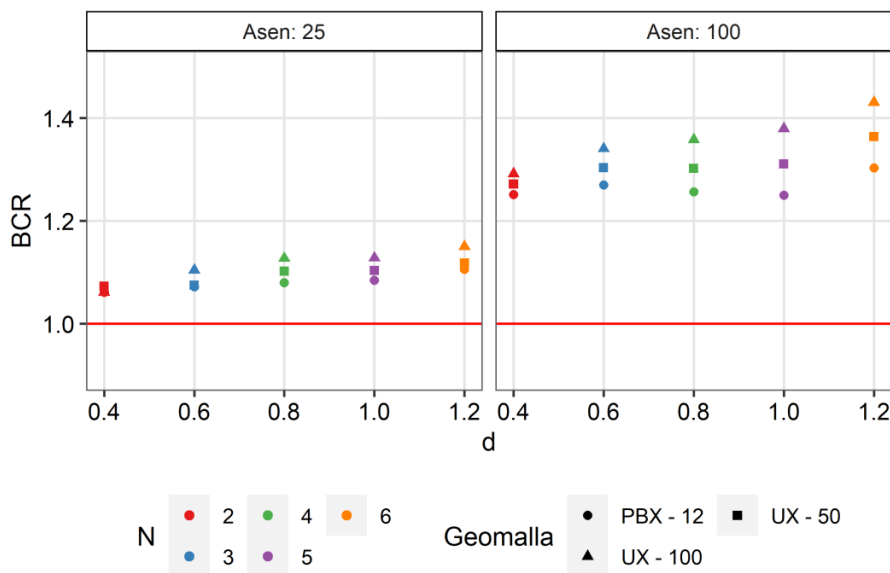


Figura 32 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.2B$ . Asentamiento = 25 y 100 mm

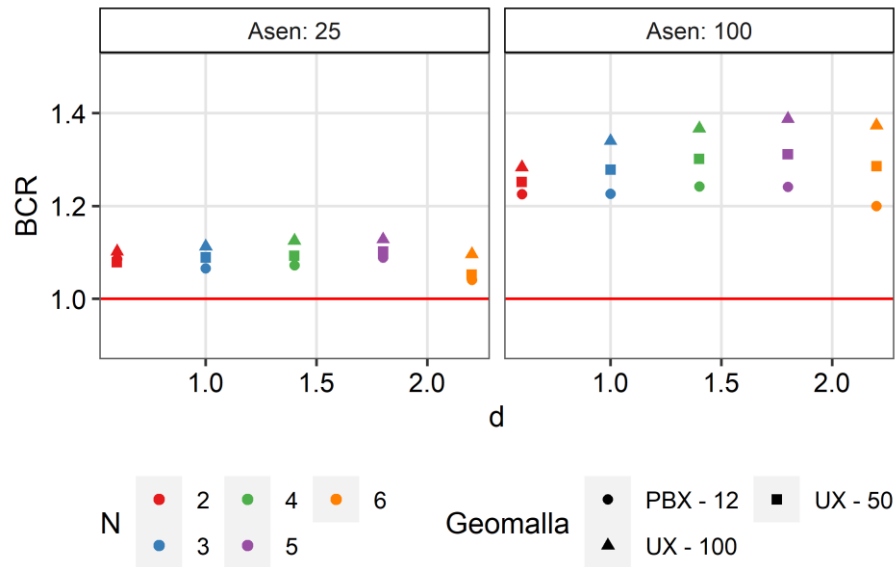


Figura 33 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.4B$ . Asentamiento = 25 y 100 mm

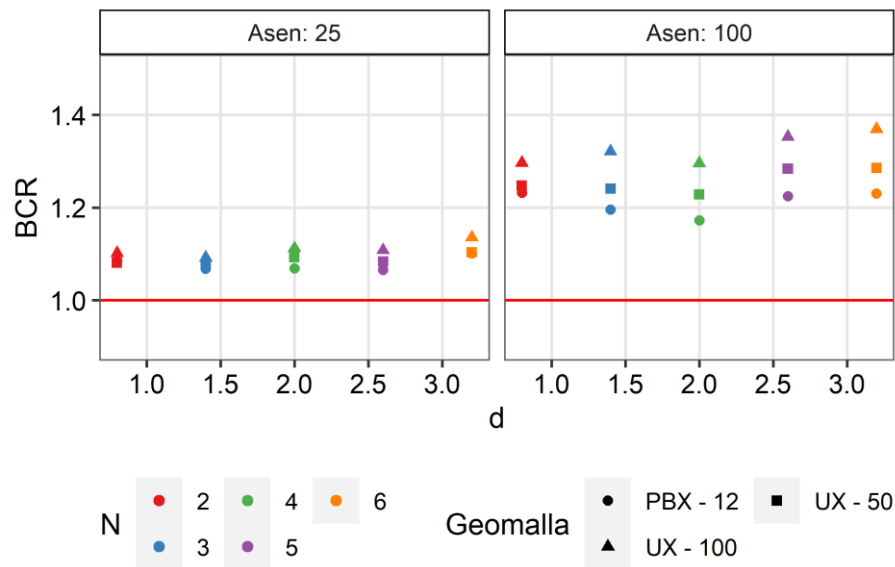


Figura 34 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.6B$ . Asentamiento = 25 y 100 mm

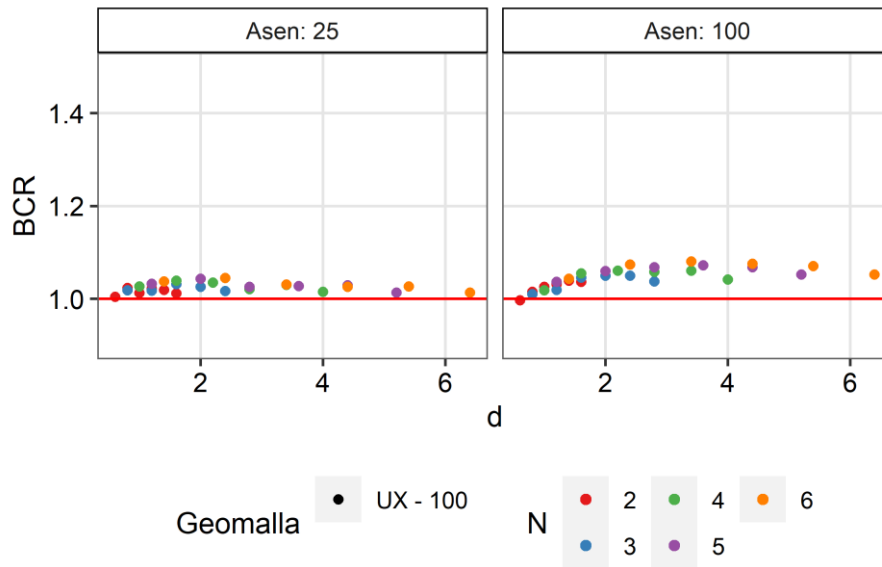


Figura 35 - BCR vs  $d$ .  $B = 2.0$  m. Asentamiento = 25 y 100 mm

Analizando el comportamiento de estos parámetros para  $B = 2.0$  m se encuentran los máximos valores del BCR para profundidades entre 2.0 m y 3.0 m, o bien 1.0 y 1.5B como se mencionó anteriormente.

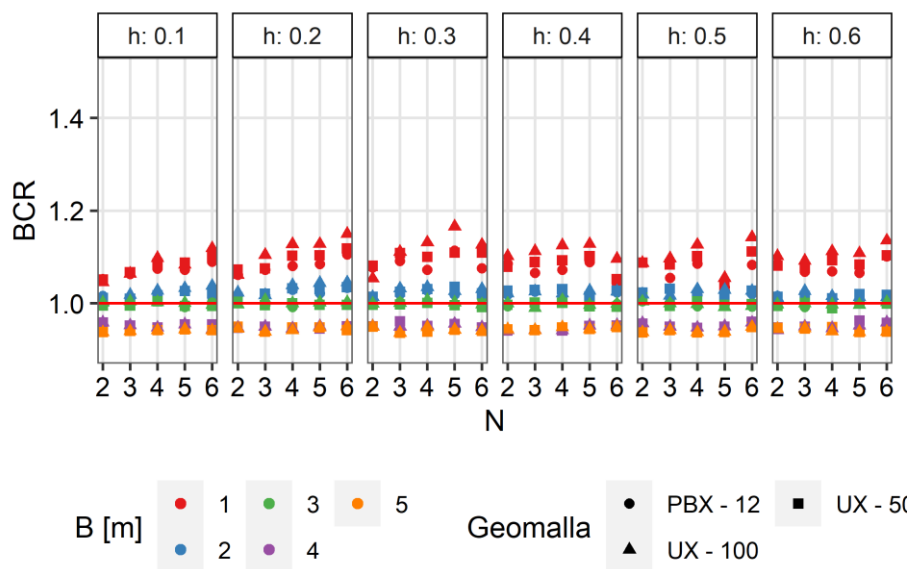


Figura 36 - BCR vs No. Capas de georefuerzo (25 mm de asentamiento)

Reuniendo los datos para todos los anchos de cimiento se confirma que para anchos menores a  $B = 2.0$  m, con los asentamientos trabajados, es apreciable la mejora de la capacidad portante. En contraste, agregar capas a tamaños de zapata mayores es poco eficiente para aumentar el valor del BCR, tal como se observan en las gráficas de la

Figura 36 y

Figura 37.

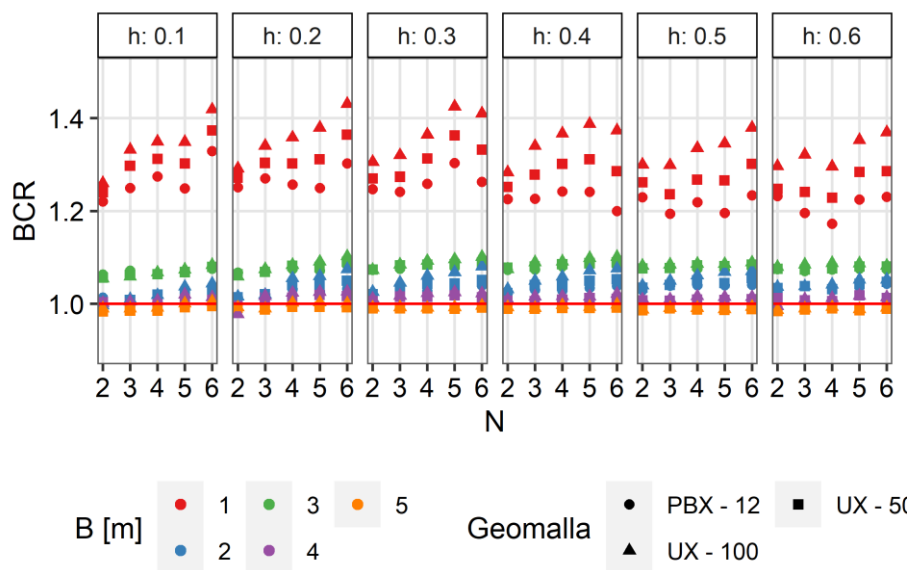


Figura 37 - BCR vs No. Capas de georefuerzo (100 mm de asentamiento)

De tales gráficas se observa que aún con el asentamiento más alto trabajado la incidencia del aumento en el número de capas de refuerzo es mínima para anchos de zapata mayores a  $B = 2.0$  m. Se encuentra, que solo para 100 mm de asentamiento y el ancho de zapata  $B = 3.0$  m se puede hablar de un aumento en la capacidad portante de entre 5 y 8% si se pasa de una a tres capas de

refuerzo, mientras que utilizar más capas sólo resultaría en un aumento del BCR de 0.01 lo cual resulta ineficiente para el costo que representa.

Por último, para  $B = 4.0$  m y  $5.0$  m se encontró que aumentar el número de capas bajo cualquier configuración no mostró variación en el valor del BCR.

### Módulo de Elasticidad del Georefuerzo ( $E_r$ )

Además de la influencia de la separación entre capas, número de capas, ubicación de la primera capa y profundidad de refuerzo cabe resaltar el impacto que tiene en el sistema el módulo de elasticidad del material que lo refuerza.

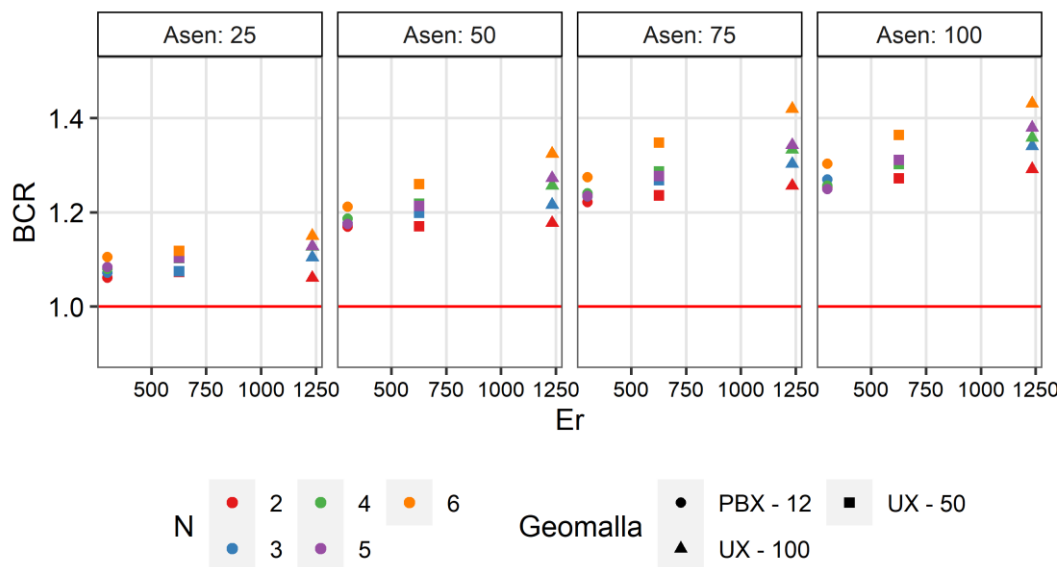


Figura 38 – BCR vs  $E_r$ .  $B = 1.0$  m,  $h = 0.2B$

La influencia de  $E_r$  en el sistema de refuerzo al suelo es considerable, tal como se aprecia en la Figura 38. Se observa que los refuerzos con mayor módulo de elasticidad presentan los

mayores resultados, en este caso la referencia UX – 100 cuyo módulo es de 1233.3 kN/m.

Además, a simple vista se detalla una relación proporcional entre el aumento de la capacidad portante y la resistencia del material de refuerzo, situación que se encuentra en casi todas las configuraciones.

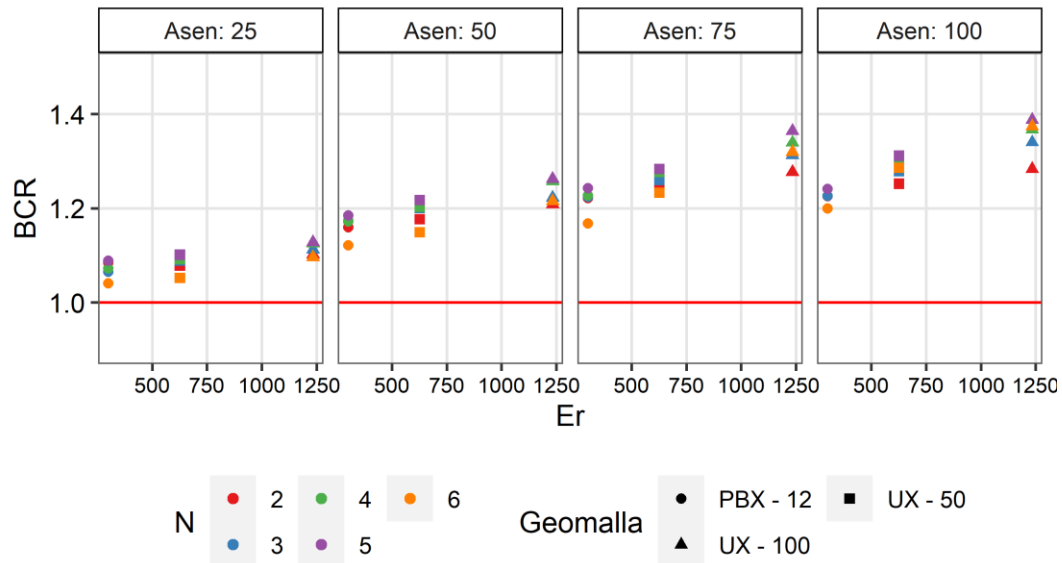


Figura 39 - BCR vs Er.  $B = 1.0\text{ m}$ ,  $h = 0.4B$

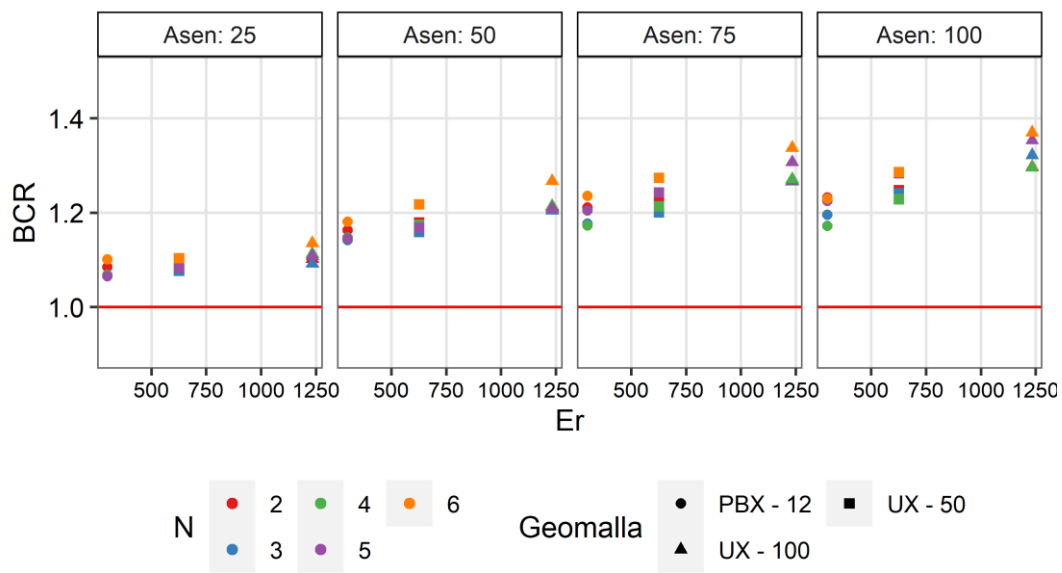
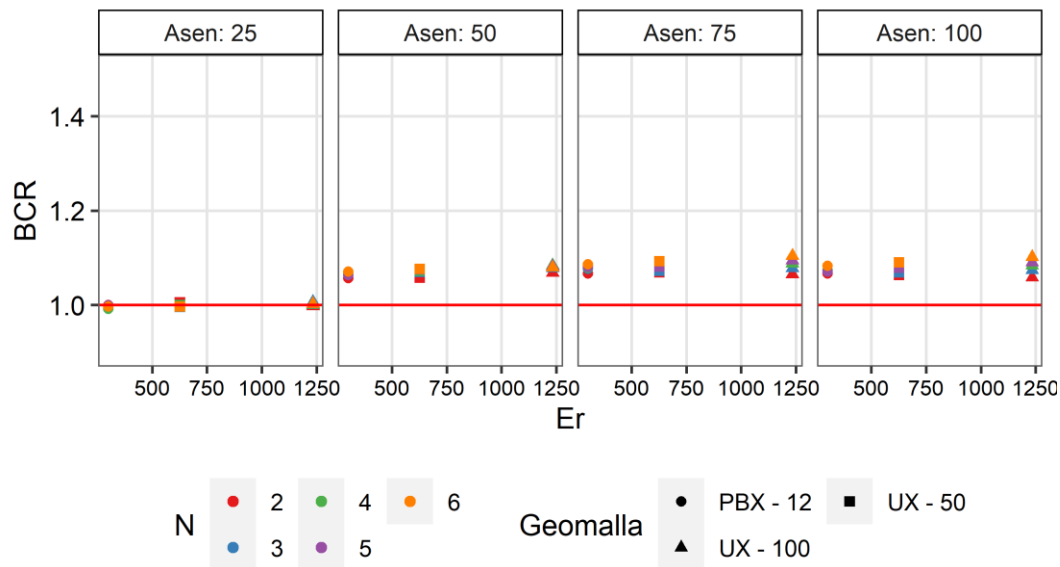


Figura 40 - BCR vs Er.  $B = 1.0\text{ m}$ ,  $h = 0.6B$ 

En la Figura 39 y Figura 40, que son las correspondientes para separaciones entre capas mayores, se observa que a pesar de tener una distancia mayor entre las capas y que por esto se tienen menos capas trabajando con su máximo potencial el contar con un material de refuerzo mejor proveyó de un mejor comportamiento al sistema, pasando de un BCR de 1.15 para el material con el módulo más bajo a 1.35 aproximadamente para el material con el módulo más alto para un asentamiento de 100 mm.

Figura 41 - BCR vs Er.  $B = 3.0\text{ m}$ ,  $h = 0.2B$



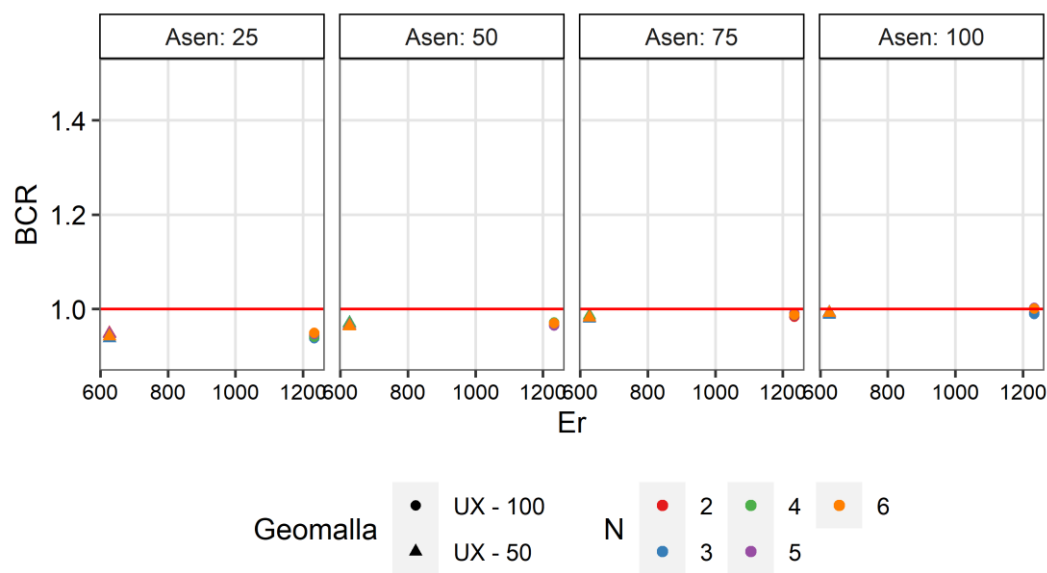


Figura 42 - BCR vs Er. B = 5.0 m, h = 0.2B

En el caso de anchos de zapata superiores se aprecia poco aporte en la resistencia al sistema suelo-refuerzo tal como lo muestran la Figura 41 y Figura 42. En el caso de B = 3.0 m la poca mejora que se presenta a la capacidad portante está ligada a la disposición de las capas ignorando totalmente las características del material de refuerzo. Para el caso de B = 5.0 m no se presenta ninguna clase de mejora bajo ningún caso.

**Diseño Cimentación Sobre Suelo Reforzado y Sin Reforzar**

Como resultado del proceso planteado en Diseño de Cimentación Sobre Suelo Reforzado y No Reforzado (pág. 75) en primer lugar se obtuvieron las cargas transmitidas a la cimentación por parte de la estructura, las cuales fueron las siguientes:

Tabla 9 - Reacciones en la base de las columnas

	<i>Reacción [Ton]</i>							
<i>Columna</i>	<i>SXM1</i>	<i>SXM2</i>	<i>SXM3</i>	<i>SXM4</i>	<i>SYM1</i>	<i>SYM2</i>	<i>SYM3</i>	<i>SYM4</i>
<i>C1</i>	1.68	1.39	1.87	1.24	1.32	1.35	1.45	-0.33
<i>C2</i>	4.05	3.95	4.32	4.19	4.27	4.12	4.28	2.51
<i>C3</i>	3.09	2.75	2.42	2.63	2.70	2.72	2.64	1.30
<i>C4</i>	2.85	0.16	8.28	0.06	4.50	0.08	-0.08	1.17
<i>C5</i>	12.44	0.32	3.55	0.06	4.39	0.16	24.05	9.87
<i>C6</i>	7.09	-0.37	9.24	0.08	-0.01	-0.18	11.77	9.99
<i>C7</i>	6.98	0.27	2.86	-0.01	-0.01	0.13	-0.15	-0.21
<i>C8</i>	10.55	-0.37	5.26	-0.01	0.01	-0.18	0.17	-0.14
<i>C9</i>	3.11	0.83	4.81	-0.01	24.10	8.97	20.53	7.92
<i>C10</i>	9.13	-0.51	-0.29	0.01	11.67	8.01	16.82	8.41
<i>C11</i>	3.67	-0.40	-0.28	-0.02	0.00	-0.19	-0.06	-0.51
<i>C12</i>	4.67	-0.30	-0.40	0.03	0.00	-0.14	-0.09	0.67
<i>C13</i>	4.45	0.56	24.39	8.61	20.44	8.45	17.24	9.19

En la Tabla 9 el índice *SXM* y *SYM* significan “Sismo en la dirección X para el Modo enumerado” y “Sismo en la dirección Y para el Modo enumerado” respectivamente.

Del análisis de carga realizado se obviaron los momentos en la cimentación por las siguientes dos razones: en primer lugar, se considera que al trabajar en una zona de amenaza sísmica baja el impacto del sismo a la estructura no será tan considerable, por lo que los momentos resultantes no generarán grandes excentricidades y en segundo lugar, llegado el caso de aparecer una excentricidad considerable se puede optar por enlazar la estructura con vigas al nivel de

cimentación que eliminen tales excentricidades en lugar de utilizar vigas de amarre a un nivel superior, así se consigue que las cargas transmitidas al suelo sean teóricamente puntuales.

Del proceso anterior se obtiene que la columna 13 (C13 en la Figura 19) es la más cargada con una reacción de 24.40 Ton ó 244 kN aproximadamente.

Se planteó trabajar con un asentamiento máximo de 25 mm con el cual se obtuvo un ancho de zapata requerido sin refuerzo de 2.0 m determinado mediante interpolación lineal utilizando los valores de la Tabla 10. *Error! No se encuentra el origen de la referencia.*

Tabla 10 - Capacidad de Carga  $P_u$  Anchos de Zapata 1.0 a 5.0 m

	$P_u \text{ máx ur (KN/m}^2\text{)}$			
$B \text{ (m)}$	$\Delta(25\text{mm})$	$\Delta(50\text{mm})$	$\Delta(75\text{mm})$	$\Delta(100\text{mm})$
1.0	98.68	147.91	195.28	240.31
2.0	255.56	426.36	563.12	662.6
3.0	480.42	668.16	876.24	1082.88
4.0	788.48	1124.32	1388.48	1703.52
5.0	1137.5	1572	1994.25	2404.25

Calculado el ancho de zapata mínimo mediante la interpolación lineal, se modelan anchos de zapata menores y el mínimo requerido apoyados sobre el suelo reforzado con una configuración de cinco (5) capas de geomalla UX – 100 y unas separaciones de 0.2 y 0.3 veces el ancho del cimiento. Se le llamó Configuración 1 a la que cuenta con una separación entre capas de 0.2B y Configuración 2 a la correspondiente a una separación de 0.3B.

Estas configuraciones de georefuerzos se seleccionaron siguiendo los resultados obtenidos en los capítulos anteriores. El número de capas se seleccionó siguiendo lo propuesto en Profundidad

de refuerzo (d) y Número de Capas (N). Pág 90, párrafo 1. La referencia de la geomalla UX – 100 se seleccionó gracias a que esta fue la que influyó en mayor medida en los valores del BCR como se expresa en Módulo de Elasticidad del Georefuerzo (Er), pág. 94, párrafo 2. Por último, la separación entre capas se manejó con 0.2 y 0.3B gracias a que en los resultados obtenidos de las modelaciones no se aprecia gran diferencia en el impacto en el BCR de este parámetro en dicho rango de valores.

*Tabla 11 - Resultados Capacidad Portante Con y Sin Refuerzo 25 mm*

		<i>Sin Refuerzo</i>	<i>Configuración 1</i>	<i>Configuración 2</i>
<i>B [m]</i>	<i>Qd [kPa]</i>	<i>Qp [kPa]</i>	<i>Qp [kPa]</i>	<i>Qp [kPa]</i>
1.80	75.31	63.60	67.71	68.37
1.90	67.59	64.07	67.11	67.79
2.00	61.00	63.36	66.28	65.41

Donde:

- *Qd*: Presión de diseño resultado de dividir la carga seleccionada entre el área de la zapata cuadrada con el ancho correspondiente.
- *Qp*: Capacidad portante del suelo para el ancho de zapata seleccionado arrojado por plaxis para el asentamiento elegido.

En este caso en concreto, se consigue llevar el ancho de la zapata hasta 1.90 m para la primera configuración y con la segunda se obtiene la misma respuesta, pero con un poco más de resistencia ofrecida por parte del suelo. Podría considerarse seleccionar un ancho de zapata de 1.80 m si se tolera la diferencia de menos del 10% entre la resistencia ofrecida por el sistema y la presión transmitida al suelo.

A pesar de no ser una reducción considerable es un resultado esperado gracias a los pocos asentamientos permitidos en el diseño que no permiten el máximo desarrollo de las capas de refuerzo en el suelo.

### **Conclusiones**

A partir de los resultados de las modelaciones, se encontró que los geo-refuerzos son una alternativa posible para un suelo blando, solo bajo ciertas condiciones que se exponen a continuación:

Teniendo como base que el límite admisible de asentamientos que pueden presentarse es de 25 mm se encuentra que para generar una mejora entre el 20% y 40%, respectivamente en la capacidad portante del suelo es necesario un ancho de zapata menor a 2.0 m, obteniéndose que para tamaños mayores el suelo presenta una mejora mínima de su capacidad portante, mejorando levemente dicho aporte para asentamientos superiores, pero que son insuficientes para que anchos de zapata de 3.0 m en adelante puedan considerarse a la hora de utilizar la mejora con geomallas.

Continuando con lo presentado en los resultados, se establece que la separación entre capas es un aspecto importante a tener en cuenta a la hora de la inclusión de las geomallas en el suelo. Para obtener un buen comportamiento del suelo reforzado, la primera capa debe estar mínimo a una distancia de  $0.2B$  del fondo del cimiento y máximo a  $0.3B$  y entre capas el espaciado óptimo es de  $0.3B$ . Estos valores al parecer son independientes del número de capas, aunque para que el sistema funcione correctamente al menos deben colocarse dos capas de refuerzo.

En cuanto al número de capas el aumento en la resistencia que ofrecen es proporcional a su cantidad, observándose que el máximo de capas recomendado es de seis (6), en primer lugar, por el excesivo costo que representa en términos de excavación y en segundo porque trabajar con cuatro (4) o cinco (5) capas da como resultado un comportamiento muy similar al máximo número de capas trabajado en la presente investigación (seis capas). Así pues, como medida preventiva o tratamiento suplementario para aumentar un poco en el rango de asentamientos permitidos la resistencia del suelo trabajar con dos (2) y tres (3) capas es lo más ventajoso económicamente debido a que es perjudicial para la superestructura permitir asentamientos excesivos (mayores a 25 mm) los cuales son necesarios para el correcto desempeño del sistema con geo-refuerzo.

A pesar de presentarse unos valores recomendados para el número de capas a emplear, si lo que se busca es el máximo aumento en la capacidad portante, es necesario conseguir una profundidad total de refuerzo que se encuentre entre  $1.0$  y  $1.5B$  (veces el ancho del cimiento) el cual es el rango en el que se presenta la mayor mejora al suelo con este sistema. Así pues, quedaría como parámetro principal de diseño la separación entre las capas.

En cuanto a la influencia de las características del refuerzo, se encuentra que a mayor módulo de elasticidad del material mejor va a ser el comportamiento del sistema, presentándose una mayor influencia de este parámetro a mayores asentamientos. Esto coincide con los resultados encontrados en la literatura tal como aparece en Sharma et al., (2009), trabajo en el cual se deduce una expresión matemática para determinar la capacidad portante última del sistema mejorado con geo refuerzos. En el caso del presente trabajo, los resultados fueron mejores para los sistemas con refuerzos de referencia UX – 100, el cual presenta un módulo de elasticidad de 1233.3 kN/m.

Se aprecia un comportamiento proporcional entre el módulo de elasticidad del material de refuerzo y el BCR para los anchos de zapata recomendados (2.0 m o menos) siendo este parámetro especialmente influyente en la capacidad portante del suelo reforzado para estos anchos. En tamaños superiores no se tiene un impacto apreciable en el sistema al variar el módulo  $E_r$  del material de refuerzo.

Por último, cabe resaltar que los resultados encontrados coinciden con la literatura que sirve de base para el presente trabajo. Iniciando con Adams & Collin, (1997) se encuentra que a pesar de éstos no trabajar con anchos de zapata superiores a 1.0 m, el comportamiento presentado para este ancho en la investigación realizada es similar a la hora de compararse los efectos de las capas de refuerzo en el suelo. Mostrando que para la primera capa la ubicación ideal debe estar a una distancia menor de  $0.5B$  y la separación entre capas sea  $0.25B$ . Además, también muestran en sus resultados, la clara relación entre los asentamientos y el aporte de las capas de refuerzo al suelo, aspecto confirmado en un trabajo más reciente como es el de Chen et al., (2007).

El trabajo de Chen et al., (2007) sirvió de base para que los mismos autores plantearan un modelo matemático del fenómeno que se presenta en el sistema suelo-geo refuerzo, el cual fue presentado en Chen & Abu-Farsakh, (2015). Los resultados concernientes a la separación de la primera capa ( $u$ ) ( $0.2B - 0.4B$ ), número de capas ( $N$ ) ( $4 - 6$ ), profundidad de refuerzo ( $d$ ) ( $1.4B - 1.6B$ ) y separación entre capas ( $h$ ) ( $0.2B - 0.4B$ ) encontrados en la presente investigación, entran en el rango propuesto en el trabajo antes mencionado.

Dentro de la revisión de la literatura, se observaron diferencias entre el suelo arcilloso y el arenoso. Lo anterior se debe a que para suelos granulares los asentamientos trabajados se consiguen con un mayor esfuerzo transmitido al suelo, lo cual significa que las capas de refuerzo responderán con una componente vertical de la fuerza axial mayor debido al efecto membrana tal

como lo explica Sharma et al., (2009) por lo que en suelos blandos al alcanzarse asentamientos mayores con menos carga, se necesitaría una mayor deformación del refuerzo para compensar la baja resistencia del suelo. Además, entre las capas se genera un sistema suelo-refuerzo que en suelos granulares transmite las cargas de una mejor forma.

### **Referencias**



- Adams, M. T., & Collin, J. G. (1997). Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 66-72. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(66\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(66))
- Amaya Pico, M. S. (2018). *Estudio para la estabilización del talud superior del patinódromo, ubicado en el municipio del Socorro—Santander* [Magister en Geotecnia]. Universidad Industrial de Santander.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Título B - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- Ballesteros Tovar, J. L., & Arias Cifuentes, Y. M. A. (2016). *Modelación y simulación de suelos arcillosos blandos con herramientas computacionales*. Escuela Industrial de Santander.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (5th ed). McGraw-Hill.
- Chen, Q., & Abu-Farsakh, M. (2015). Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation. *Soils and Foundations*, 55(1), 74-85. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.006>
- Chen, Q., Abu-Farsakh, M. Y., Sharma, R., & Zhang, X. (2007). Laboratory Investigation of Behavior of Foundations on Geosynthetic-Reinforced Clayey Soil. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2004(1), 28-38. <https://doi.org/10.3141/2004-04>
- Das, B. (1999). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.
- Das, B., & Soban, K. (2012). *Principles of Geotechnical Engineering* (8.<sup>a</sup> ed.). Cengage Learning.
- Das, B., & Soban, K. (2014). *Principles of geotechnical engineering* (8th ed.). Cengage Learning.
- Demir, A., Laman, M., Yildiz, A., & Ornek, M. (2013). Large scale field tests on geogrid-reinforced granular fill underlain by clay soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 38, 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.05.007>
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. 333.

- Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics: With ABAQUS applications*. John Wiley & Sons.
- Huang, C. C., & Menq, F. Y. (1997). Deep-Footing and Wide-Slab Effects in Reinforced Sandy Ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 30-36.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(30\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(30))
- Huang, C.-C. (2017). Ultimate bearing capacity of reinforced saturated ground. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 17(4), 220-228. <https://doi.org/10.1680/jphmg.16.00013>
- Jimenes Salas, J. A., & de Justo Alpañes, J. L. (1975). *Geotecnia y Cimientos I: Propiedades de los suelos y de las rocas* (2.<sup>a</sup> ed.). Editorial Rueda.
- Khan, M. S., Hossain, S., Ahmed, A., & Faysal, M. (2017). Investigation of a shallow slope failure on expansive clay in Texas. *Engineering Geology*, 219, 118-129.  
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.10.004>
- O. C. Zienkiewicz, & Taylor, R. L. (2011). *El Método de los Elementos Finitos* (4.<sup>a</sup> ed., Vol. 1). McGraw-Hill.
- Páez Macareo, J. M., & Quintero Flórez, C. A. (2013). *Prueba Piloto de caracterización geotécnica Caso: Barro Blanco entre coordenadas (1'262.950,740—1'263.004,067) Norte y (1'112.091,044—1'112.178,367) Este del municipio de Piedecuesta, Santander*. Escuela Industrial de Santander.
- Pavco, W. (2019). *Ficha Técnica Geomallas Biaxiales Coextruidas*. PLAXIS 2D Reference Manual CONNECT Edition V20. (2019). 523.
- Reddy, J. N. (1993). *Introduction to the Finite Element Method* (2nd ed.). McGraw-Hill.
- Reese, L. C., Isenhower, W. M., & Wang, S. (2005). *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations* (1.<sup>a</sup> ed.). Wiley. <https://doi.org/10.1002/9780470172773>

Sharma, R., Chen, Q., Abu-Farsakh, M., & Yoon, S. (2009). Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(1), 63-72.

<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.07.002>

Solano, Y. R. P., Perez, M. F. G., Roman, J. J. O., & Herrera, R. S. M. (2012). *ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE CONCRETO REFORZADO DE TRES PISOS CON SOTANO EN LA UNIVERSIDAD DE SUCRE*. 109.

Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 52(4), 682-697. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.009>

Tapiero, L. M. (2017). *PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL DINÁMICA: ANÁLISIS MEDIANTE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA*. 197.

Verruijt, A. (2018). *An Introduction to Soil Mechanics* (Vol. 30). Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-61185-3>

Xu, R., & Fatahi, B. (2019). Novel application of geosynthetics to reduce residual drifts of mid-rise buildings after earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116, 331-344. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.10.022>

Hou, J., Zhang, M., Dai, Z., Li, J., & Zeng, F. (2017). Bearing capacity of strip foundations in horizontal-vertical reinforced soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(1), 29-34. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.07.001>

Adams, M. T., & Collin, J. G. (1997). Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 66-72. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(66\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(66))

- Amaya Pico, M. S. (2018). *Estudio para la estabilización del talud superior del patinódromo, ubicado en el municipio del Socorro—Santander* [Magister en Geotecnia]. Universidad Industrial de Santander.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Título B - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- Ballesteros Tovar, J. L., & Arias Cifuentes, Y. M. A. (2016). *Modelación y simulación de suelos arcillosos blandos con herramientas computacionales*. Escuela Industrial de Santander.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (5th ed). McGraw-Hill.
- Chen, Q., & Abu-Farsakh, M. (2015). Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation. *Soils and Foundations*, 55(1), 74-85. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.006>
- Chen, Q., Abu-Farsakh, M. Y., Sharma, R., & Zhang, X. (2007). Laboratory Investigation of Behavior of Foundations on Geosynthetic-Reinforced Clayey Soil. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2004(1), 28-38. <https://doi.org/10.3141/2004-04>
- Das, B. (1999). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.
- Das, B., & Soban, K. (2012). *Principles of Geotechnical Engineering* (8.<sup>a</sup> ed.). Cengage Learning.
- Das, B., & Soban, K. (2014). *Principles of geotechnical engineering* (8th ed.). Cengage Learning.
- Demir, A., Laman, M., Yildiz, A., & Ornek, M. (2013). Large scale field tests on geogrid-reinforced granular fill underlain by clay soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 38, 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.05.007>
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. 333.
- Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics: With ABAQUS applications*. John Wiley & Sons.

- Huang, C. C., & Menq, F. Y. (1997). Deep-Footing and Wide-Slab Effects in Reinforced Sandy Ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 30-36.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(30\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(30))
- Huang, C.-C. (2017). Ultimate bearing capacity of reinforced saturated ground. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 17(4), 220-228. <https://doi.org/10.1680/jphmg.16.00013>
- Jimenes Salas, J. A., & de Justo Alpañes, J. L. (1975). *Geotecnia y Cimientos I: Propiedades de los suelos y de las rocas* (2.<sup>a</sup> ed.). Editorial Rueda.
- Khan, M. S., Hossain, S., Ahmed, A., & Faysal, M. (2017). Investigation of a shallow slope failure on expansive clay in Texas. *Engineering Geology*, 219, 118-129.  
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.10.004>
- O. C. Zienkiewicz, & Taylor, R. L. (2011). *El Método de los Elementos Finitos* (4.<sup>a</sup> ed., Vol. 1). McGraw-Hill.
- Páez Macareo, J. M., & Quintero Flórez, C. A. (2013). *Prueba Piloto de caracterización geotécnica Caso: Barro Blanco entre coordenadas (1°262.950,740—1°263.004,067) Norte y (1°112.091,044—1°112.178,367) Este del municipio de Piedecuesta, Santander*. Escuela Industrial de Santander.
- Pavco, W. (2019). *Ficha Técnica Geomallas Biaxiales Coextruidas*.  
*PLAXIS 2D Reference Manual CONNECT Edition V20*. (2019). 523.
- Reddy, J. N. (1993). *Introduction to the Finite Element Method* (2nd ed.). McGraw-Hill.
- Reese, L. C., Isenhower, W. M., & Wang, S. (2005). *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations* (1.<sup>a</sup> ed.). Wiley. <https://doi.org/10.1002/9780470172773>

Sharma, R., Chen, Q., Abu-Farsakh, M., & Yoon, S. (2009). Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(1), 63-72.

<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.07.002>

Solano, Y. R. P., Perez, M. F. G., Roman, J. J. O., & Herrera, R. S. M. (2012). *ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE CONCRETO REFORZADO DE TRES PISOS CON SOTANO EN LA UNIVERSIDAD DE SUCRE*. 109.

Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012).

Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 52(4), 682-697. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.009>

Tapiero, L. M. (2017). *PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL DINÁMICA: ANÁLISIS MEDIANTE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA*. 197.

Verruijt, A. (2018). *An Introduction to Soil Mechanics* (Vol. 30). Springer International Publishing.

<https://doi.org/10.1007/978-3-319-61185-3>

Xu, R., & Fatahi, B. (2019). Novel application of geosynthetics to reduce residual drifts of mid-rise buildings after earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116, 331-344.

<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.10.022>

Pavco, W. (2019). Ficha Técnica Geomallas Biaxiales Coextruidas.

Anexos

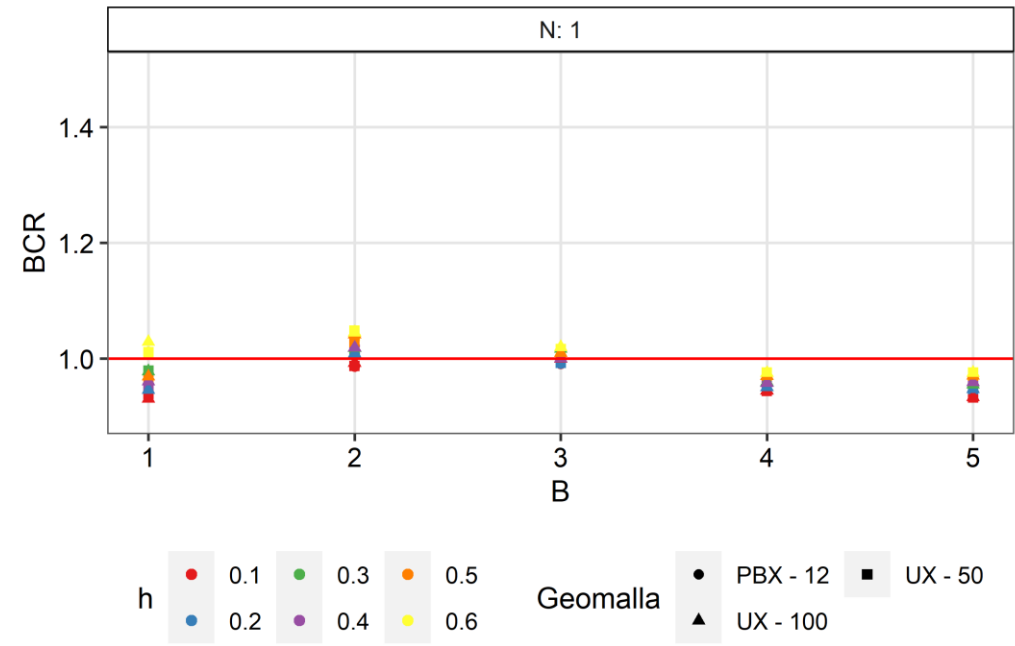


Figura 43 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (25 mm de asentamiento)

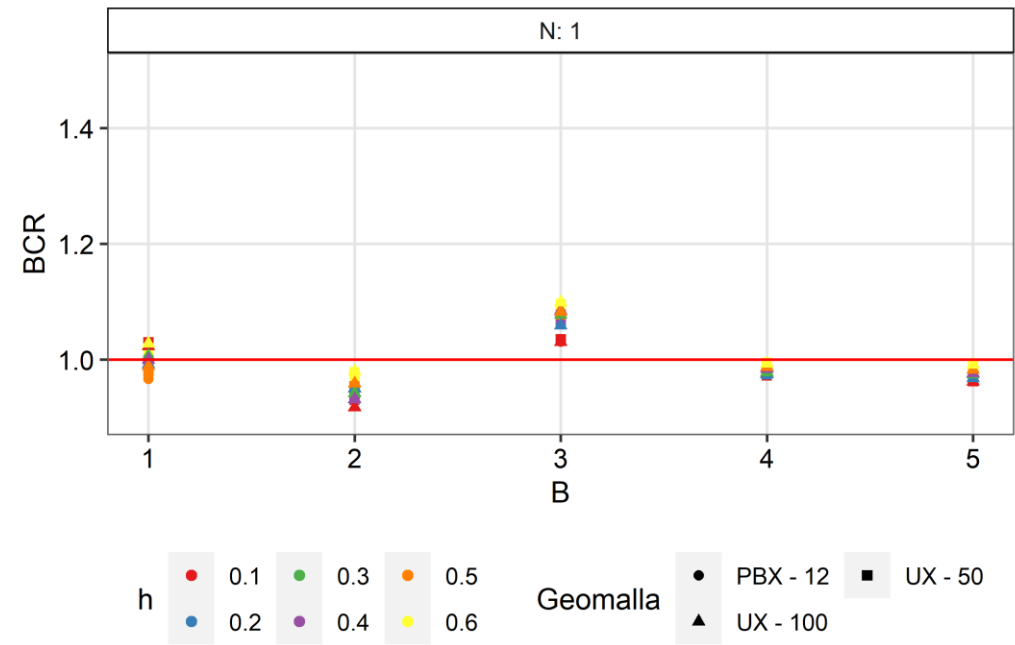


Figura 44 - BCR vs Ancho de ciment. Una capa de refuerzo (50 mm de asentamiento)

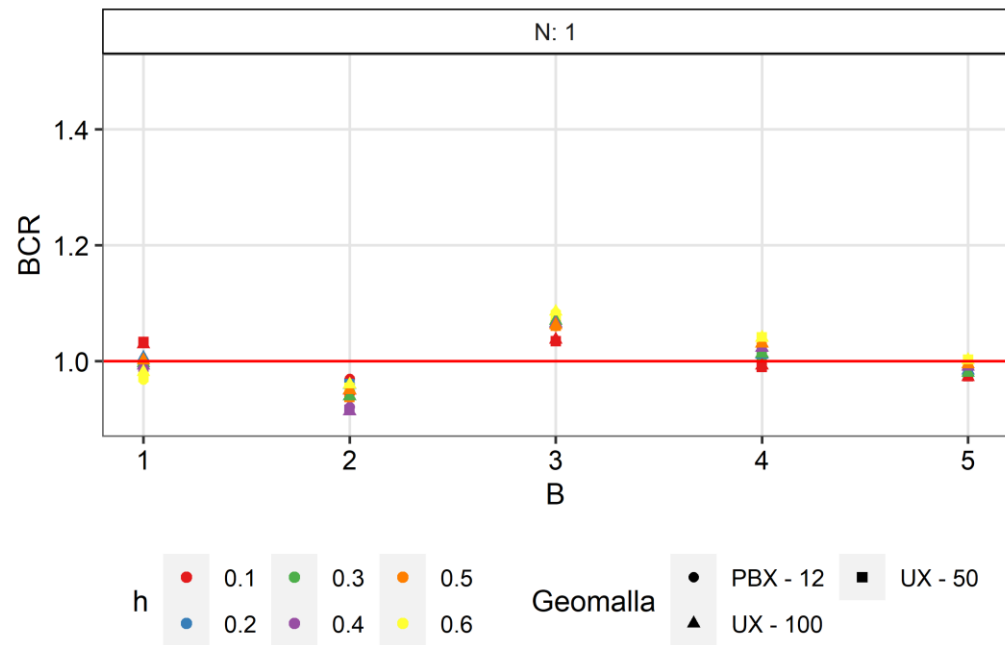


Figura 45 - BCR vs Ancho de ciment. Una capa de refuerzo (75 mm de asentamiento)

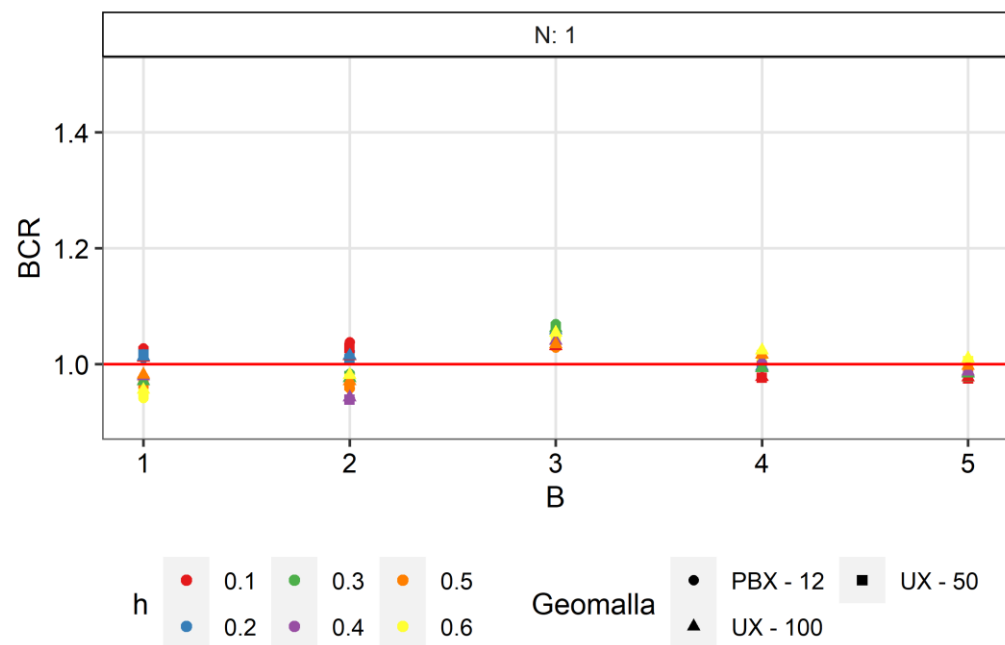




Figura 46 - BCR vs Ancho de cimiento. Una capa de refuerzo (100 mm de asentamiento)

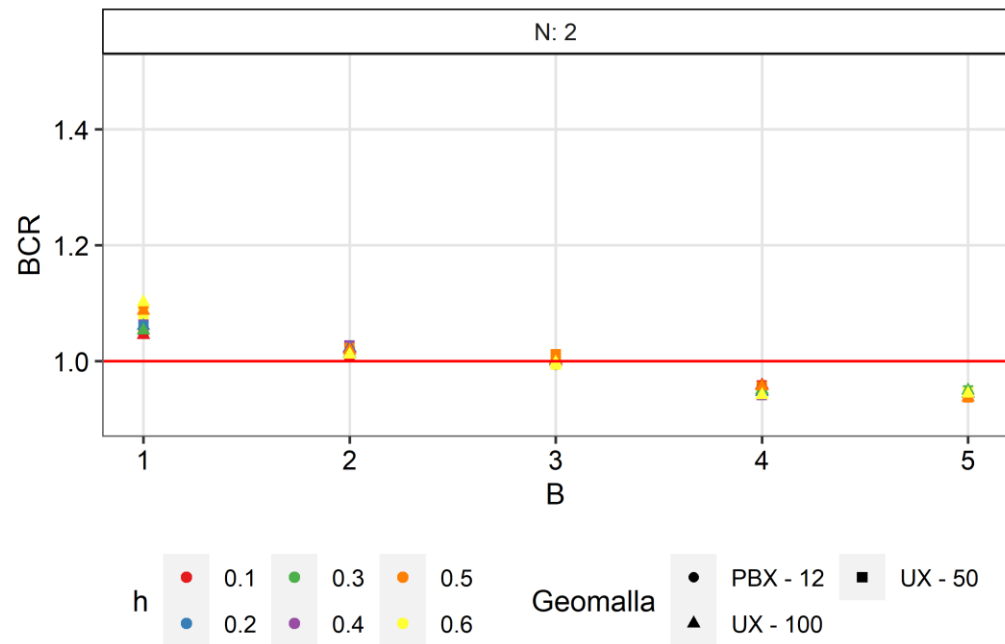


Figura 47 - BCR vs Ancho de cimiento. Dos Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)

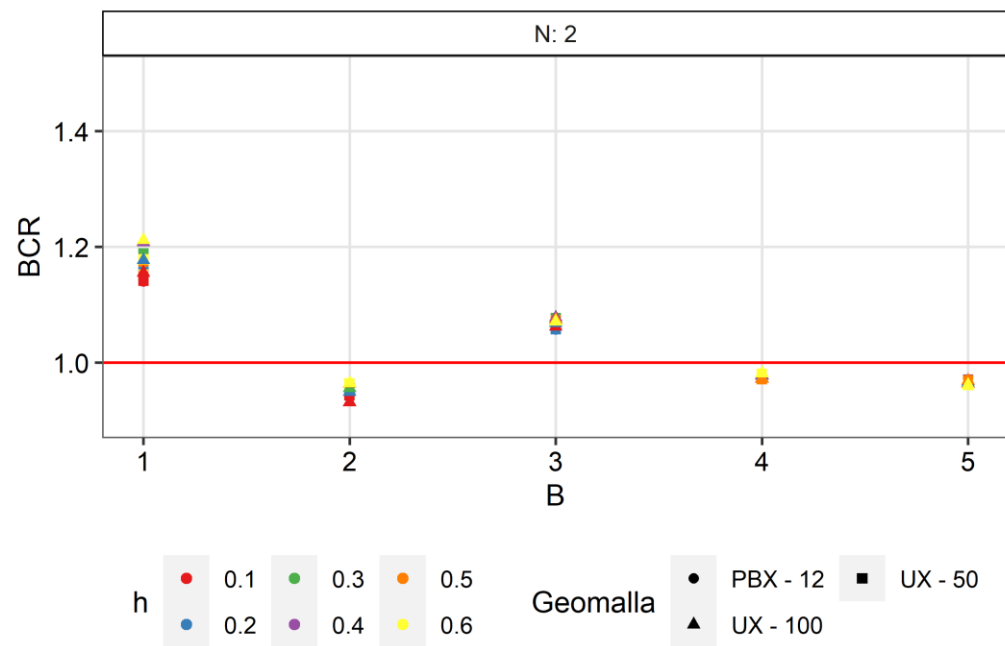


Figura 48 - BCR vs Ancho de cimiento. Dos Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento)

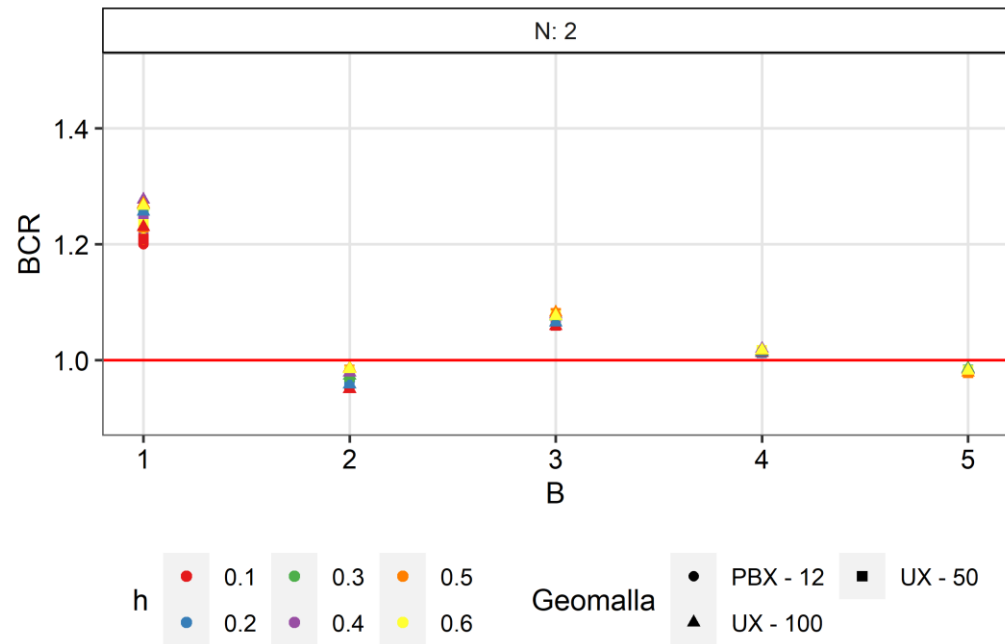


Figura 49 - BCR vs Ancho de cimentación. Dos Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)

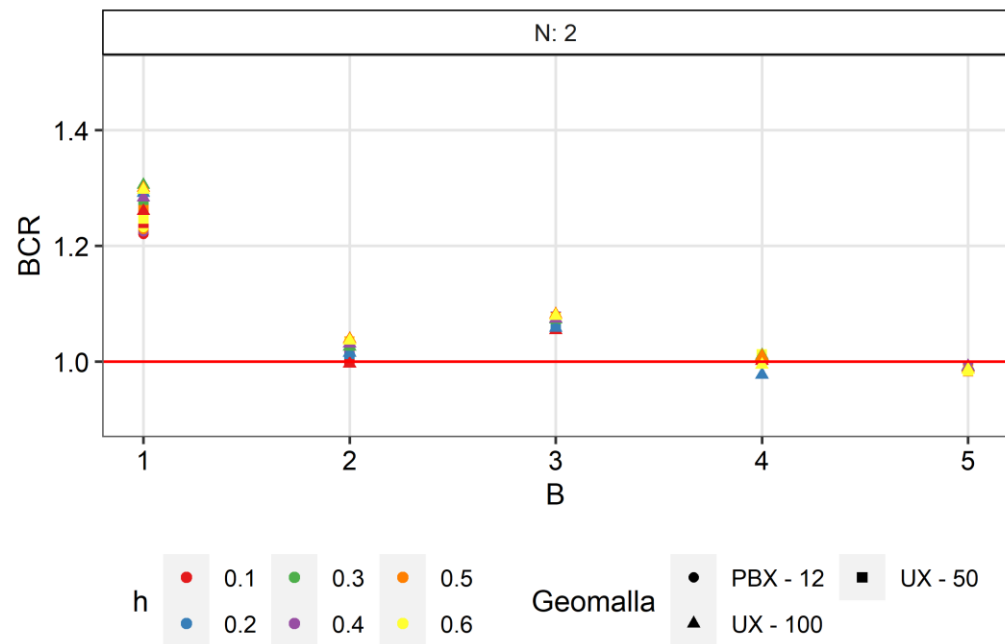


Figura 50 - BCR vs Ancho de cimentación. Dos Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)

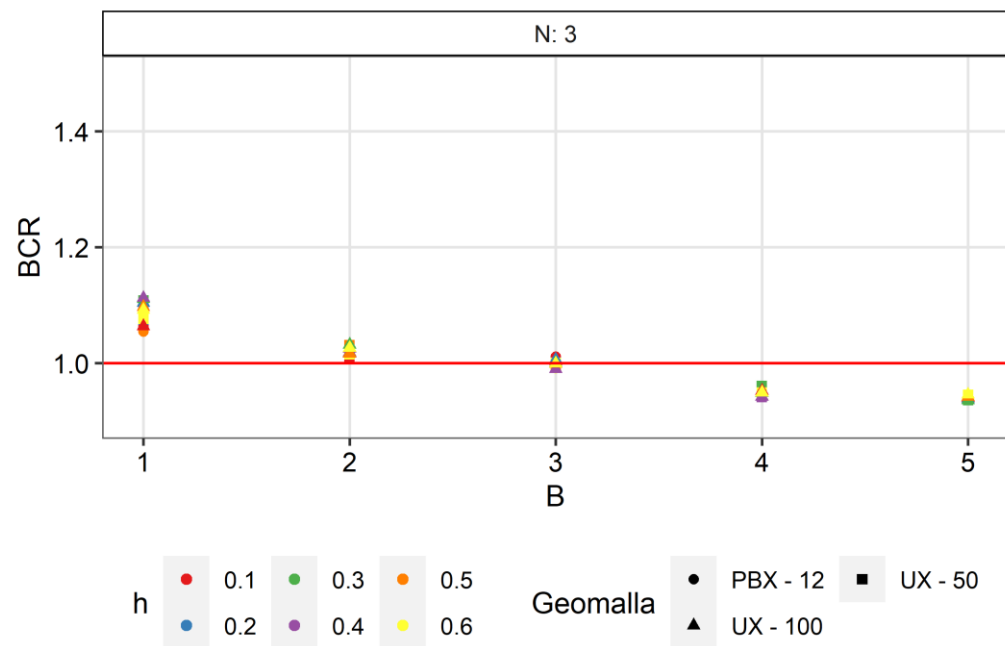


Figura 51 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)

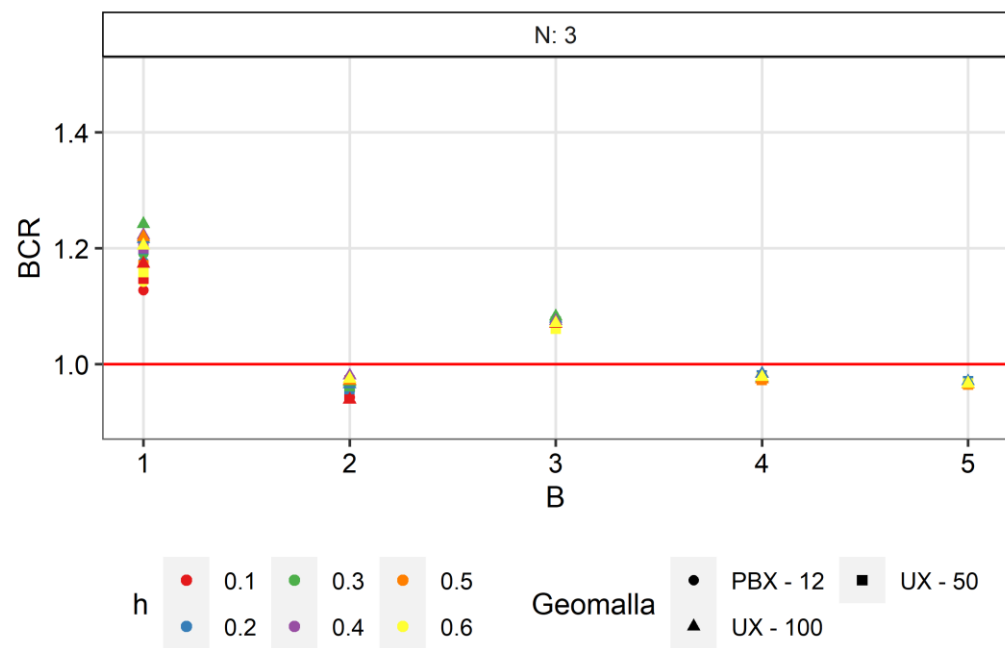


Figura 52 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento)

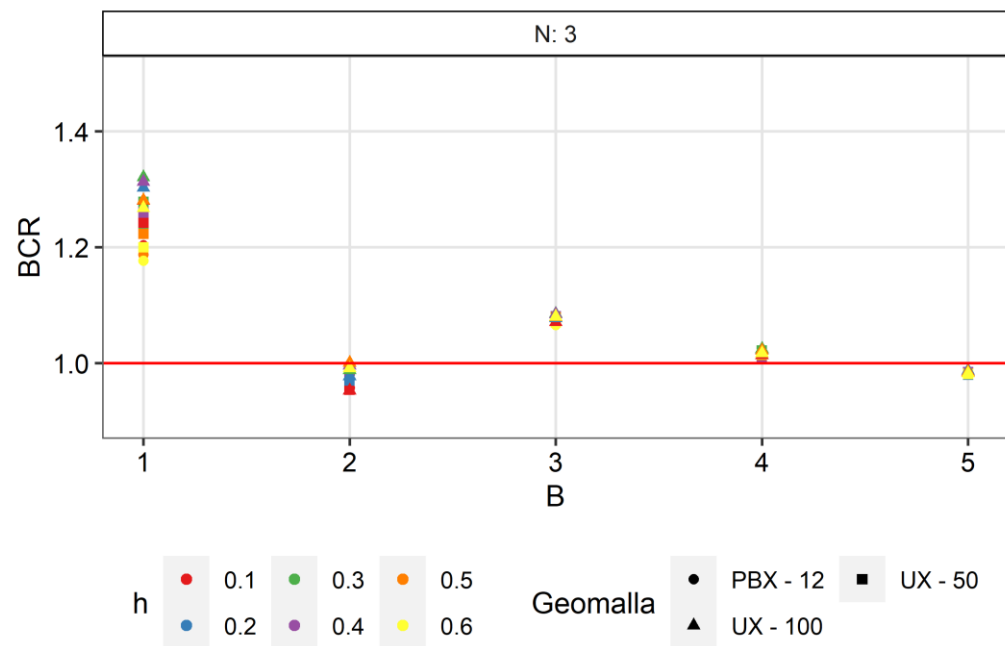


Figura 53 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)

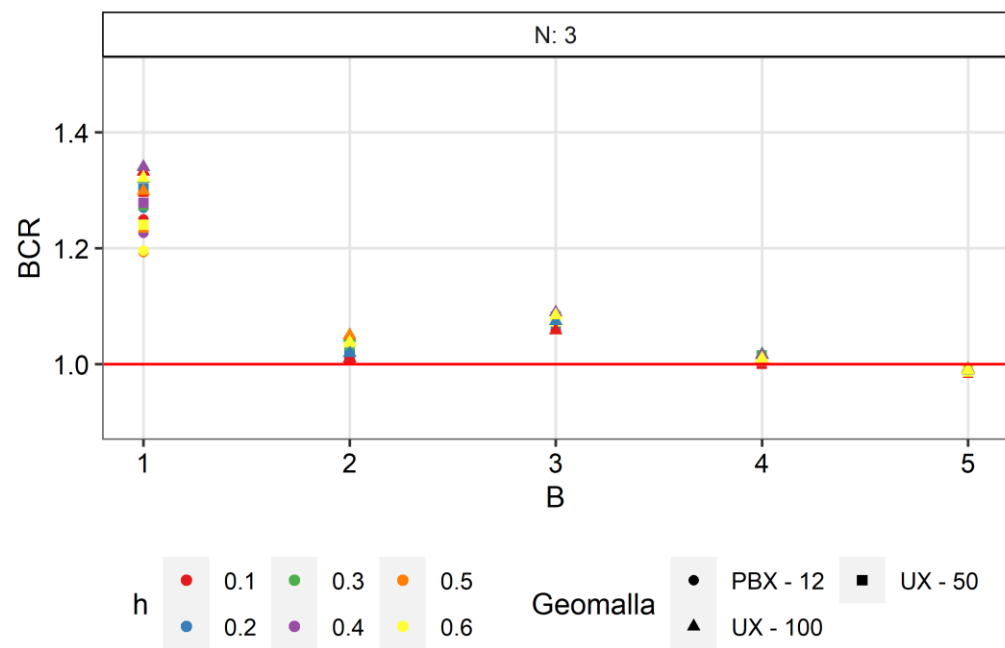


Figura 54 - BCR vs Ancho de cimiento. Tres Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)

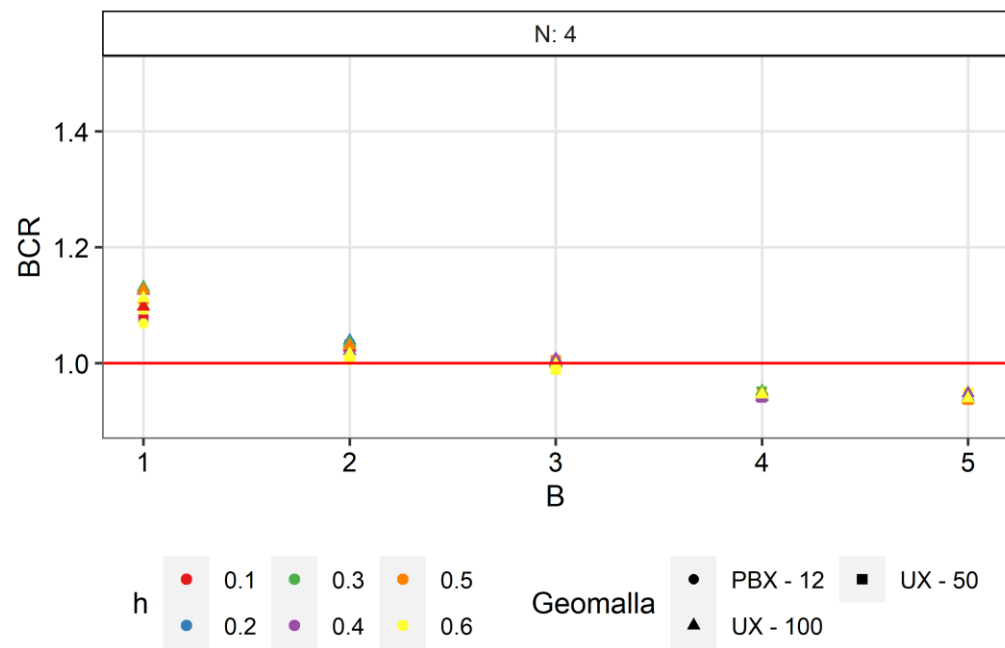


Figura 55 - BCR vs Ancho de cimiento. Cuatro Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)

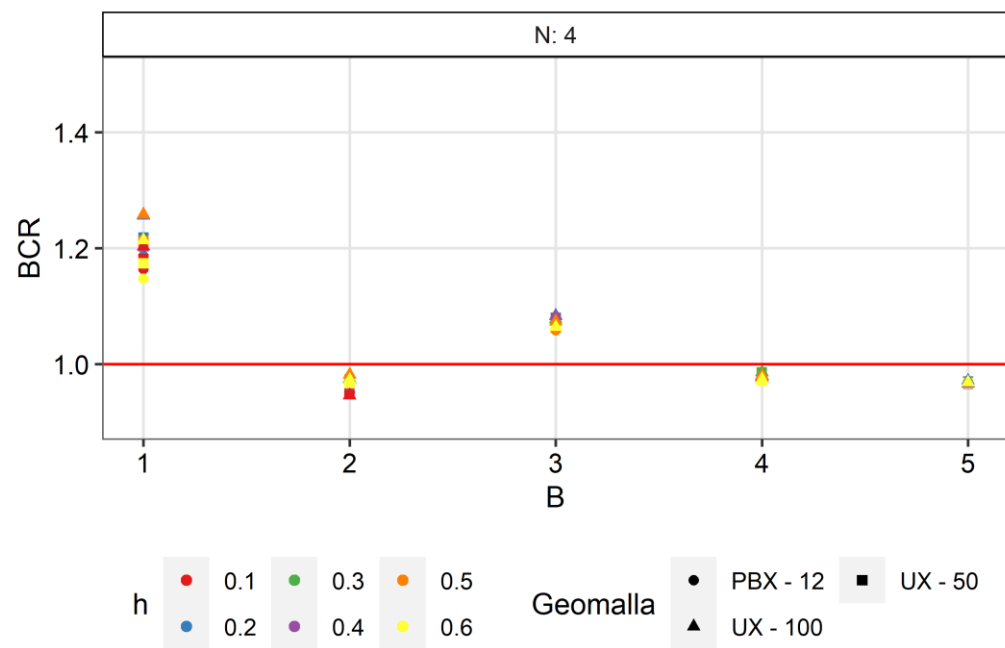


Figura 56 - BCR vs Ancho de cimiento. Cuatro Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento)

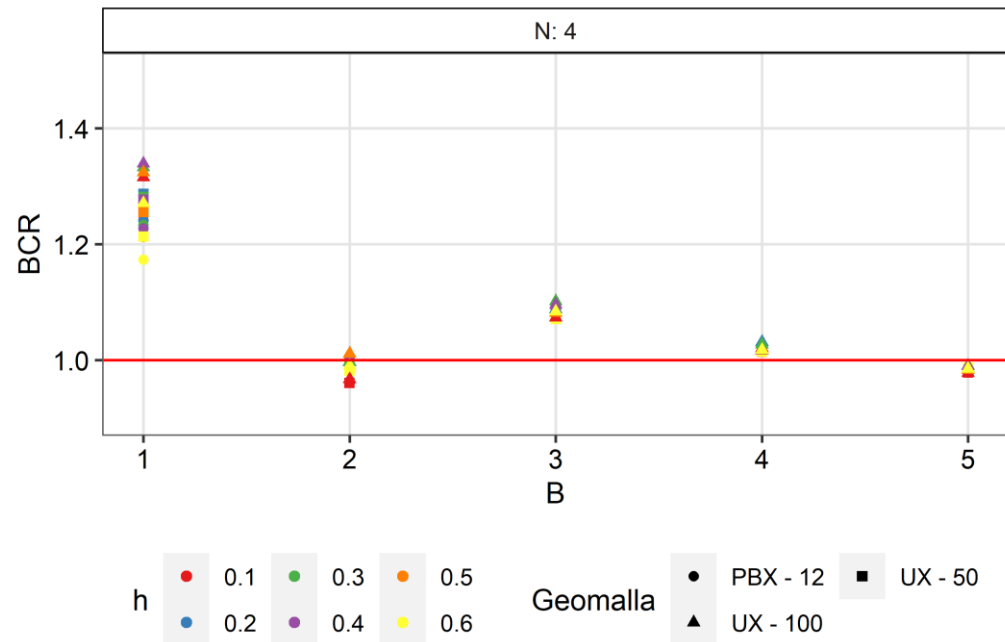


Figura 57 - BCR vs Ancho de cimentación. Cuatro Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)

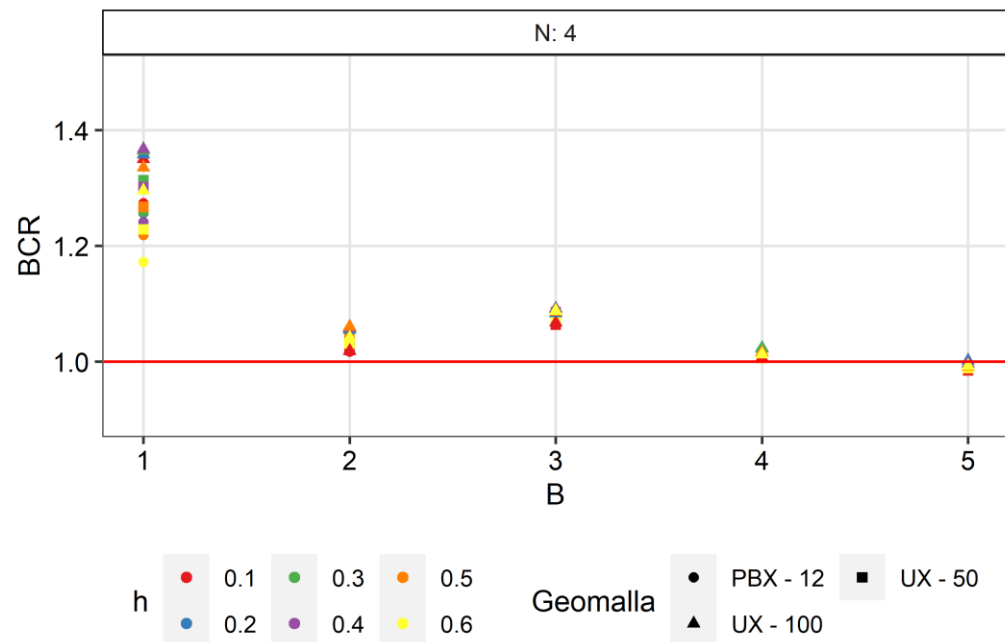


Figura 58 - BCR vs Ancho de cimentación. Cuatro Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)

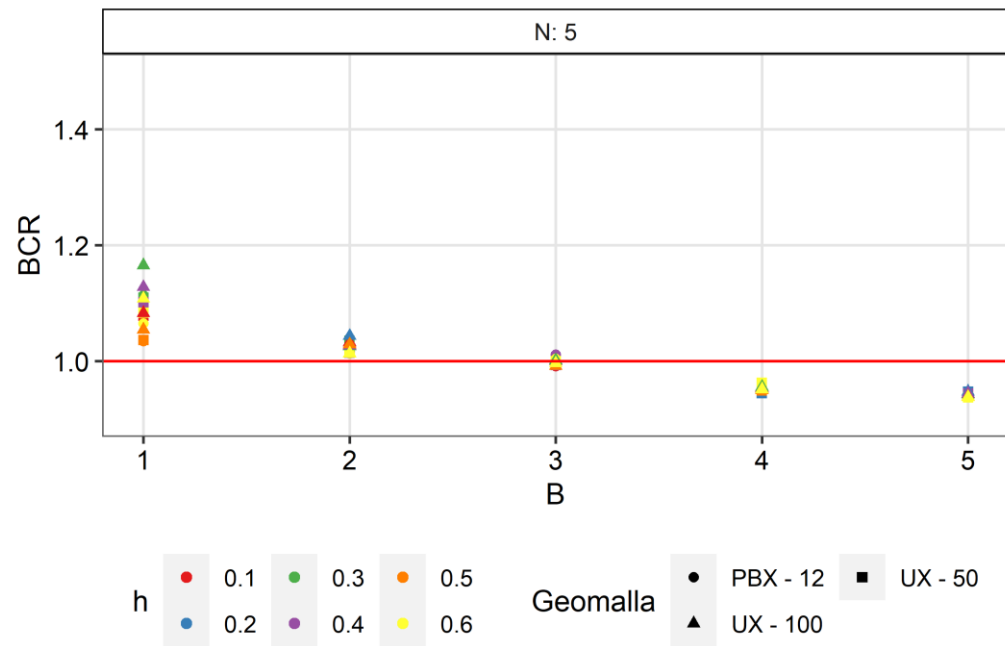


Figura 59 - BCR vs Ancho de cimiento. Cinco Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)

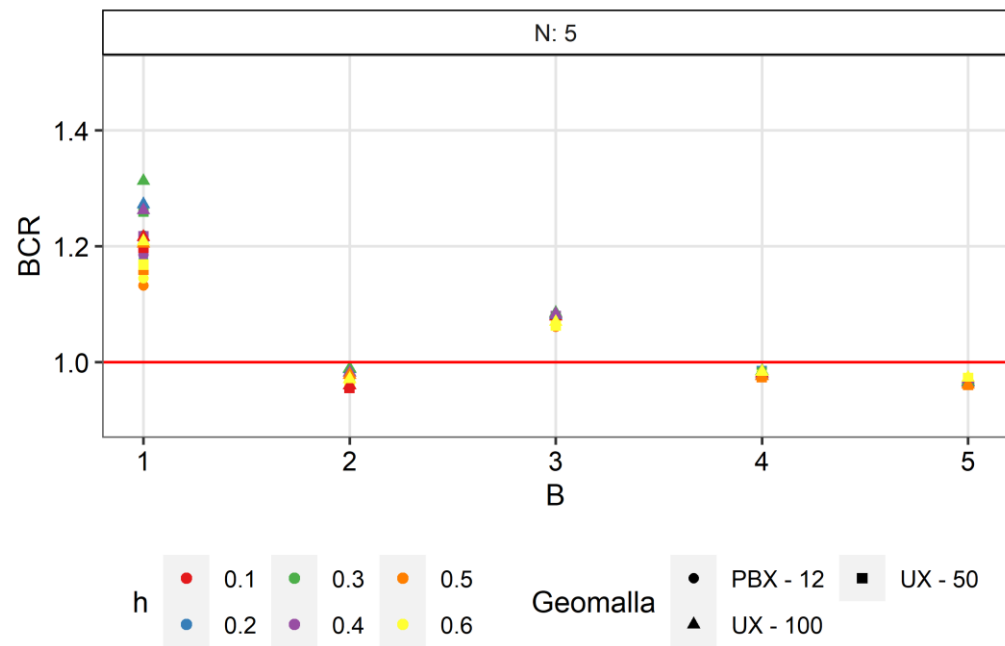


Figura 60 - BCR vs Ancho de cimiento. Cinco Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento)

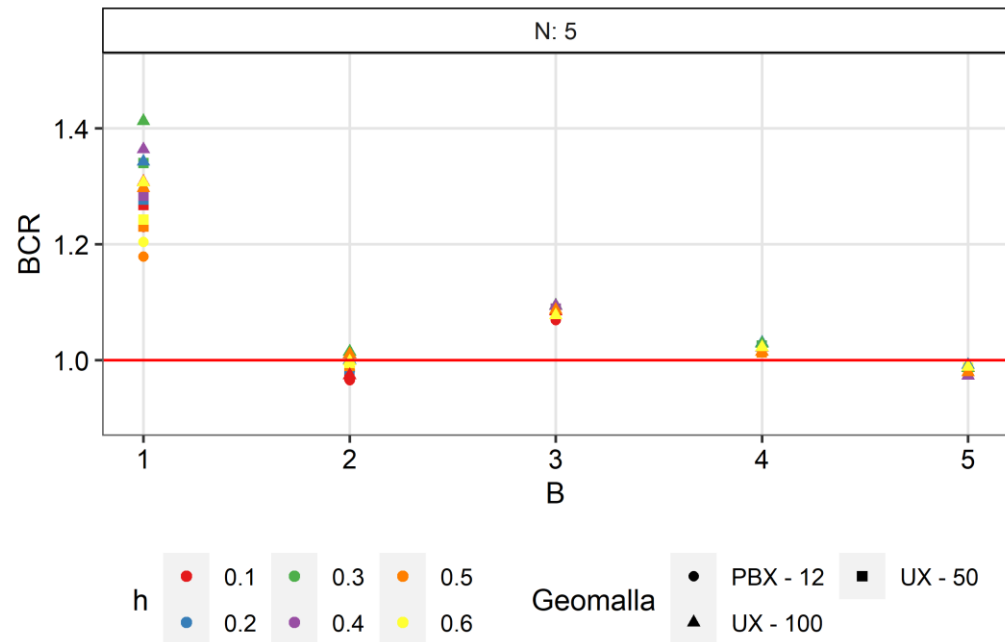


Figura 61 - BCR vs Ancho de cimiento. Cinco Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)

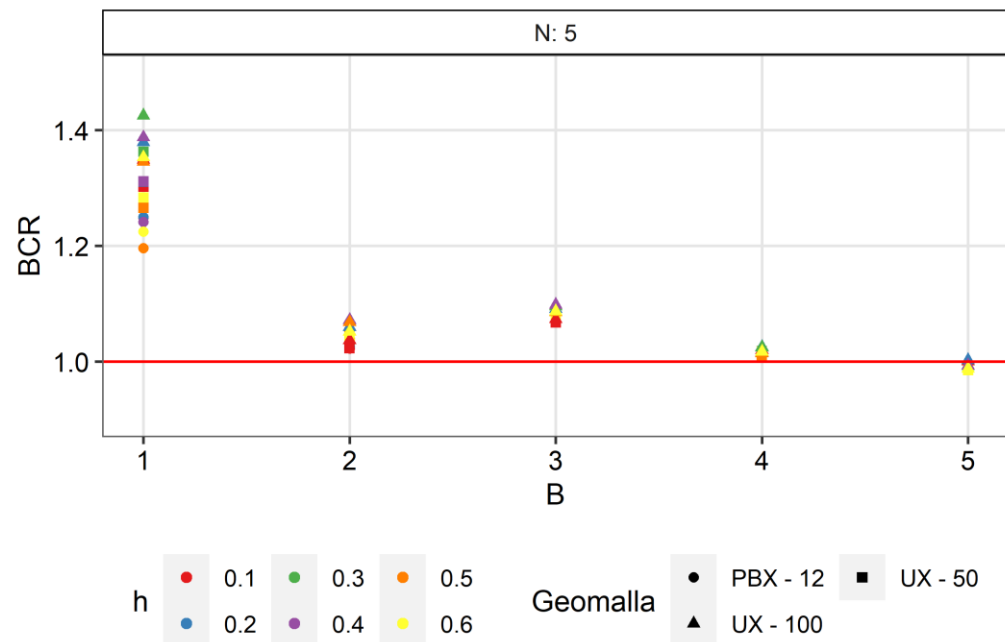


Figura 62 - BCR vs Ancho de cimiento. Cinco Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)



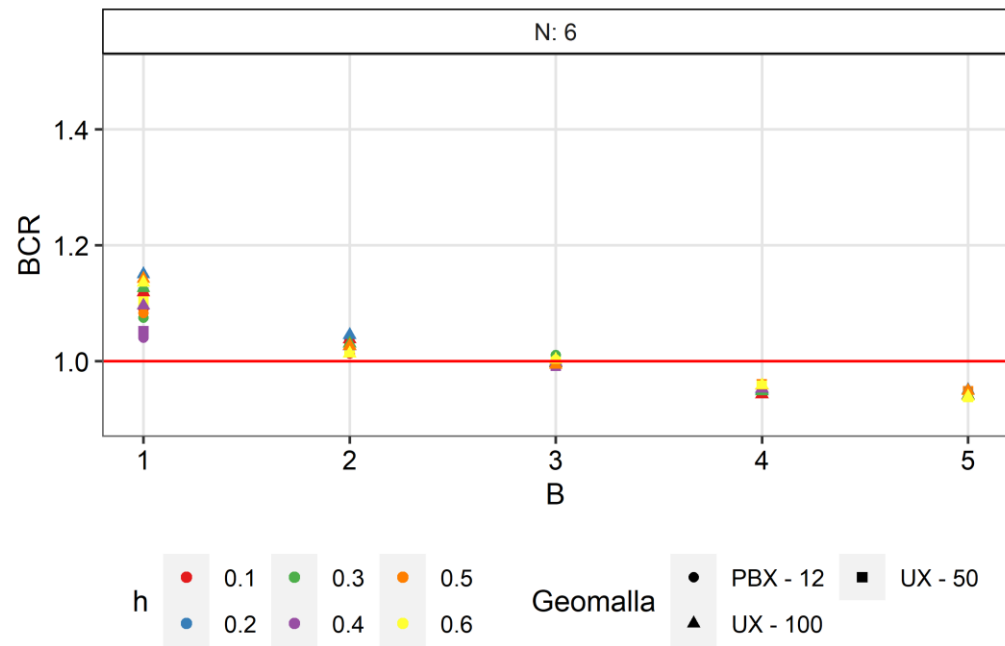


Figura 63 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis Capas de refuerzo (25 mm de asentamiento)

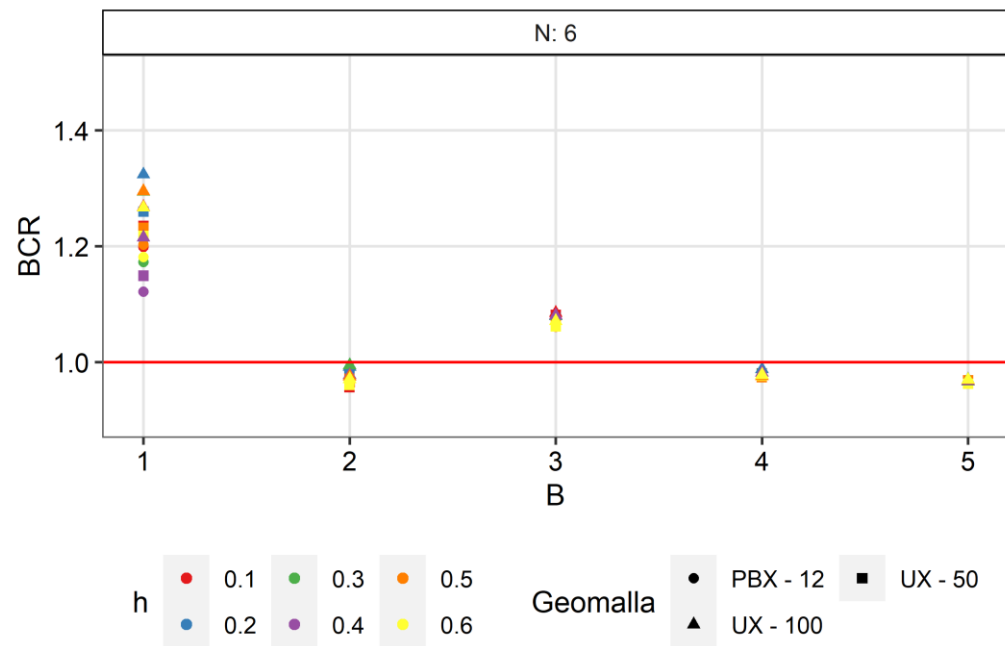


Figura 64 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis Capas de refuerzo (50 mm de asentamiento)

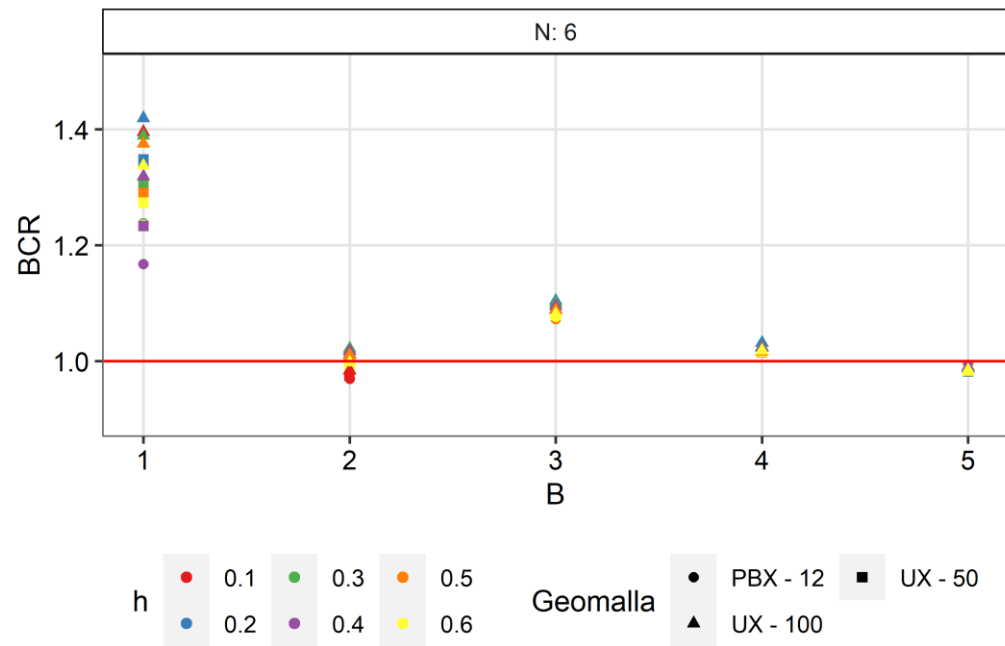


Figura 65 - BCR vs Ancho de cemento. Seis Capas de refuerzo (75 mm de asentamiento)

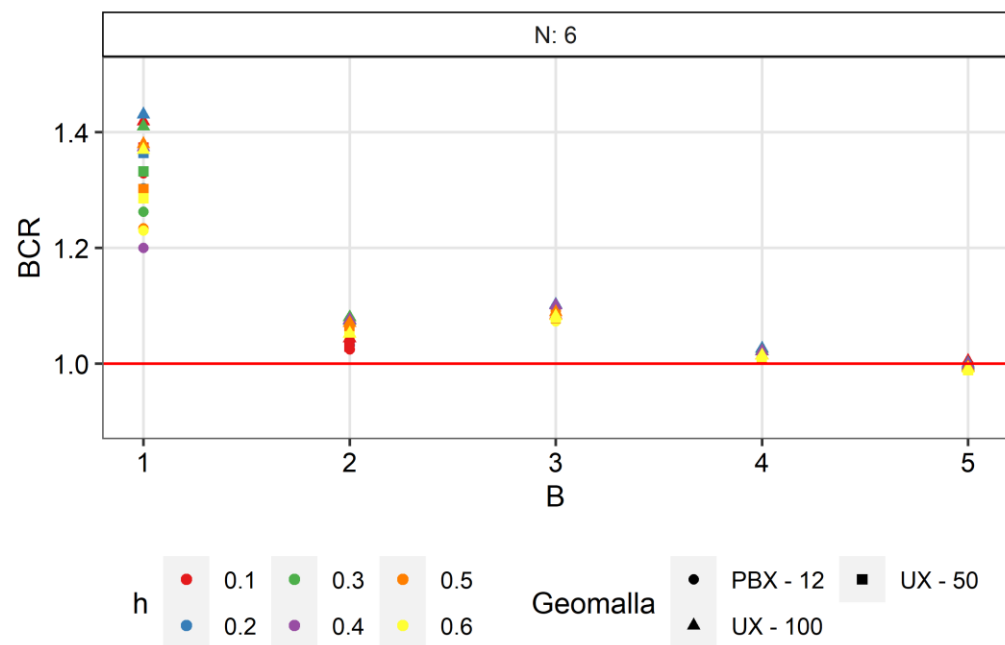


Figura 66 - BCR vs Ancho de cimiento. Seis Capas de refuerzo (100 mm de asentamiento)

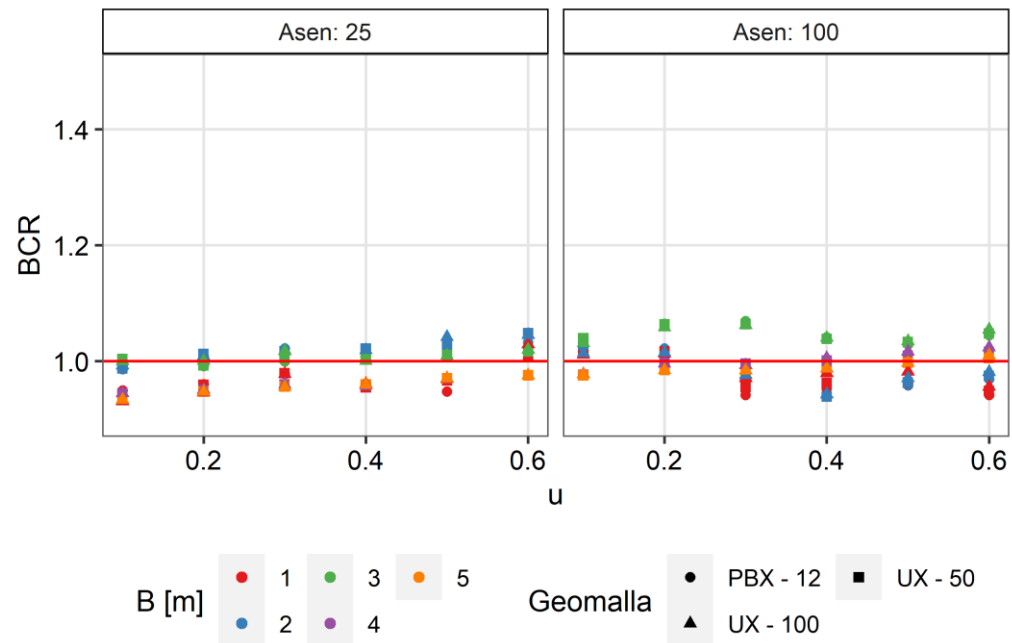


Figura 67 - BCR vs u. Asentamientos 25 y 100 mm

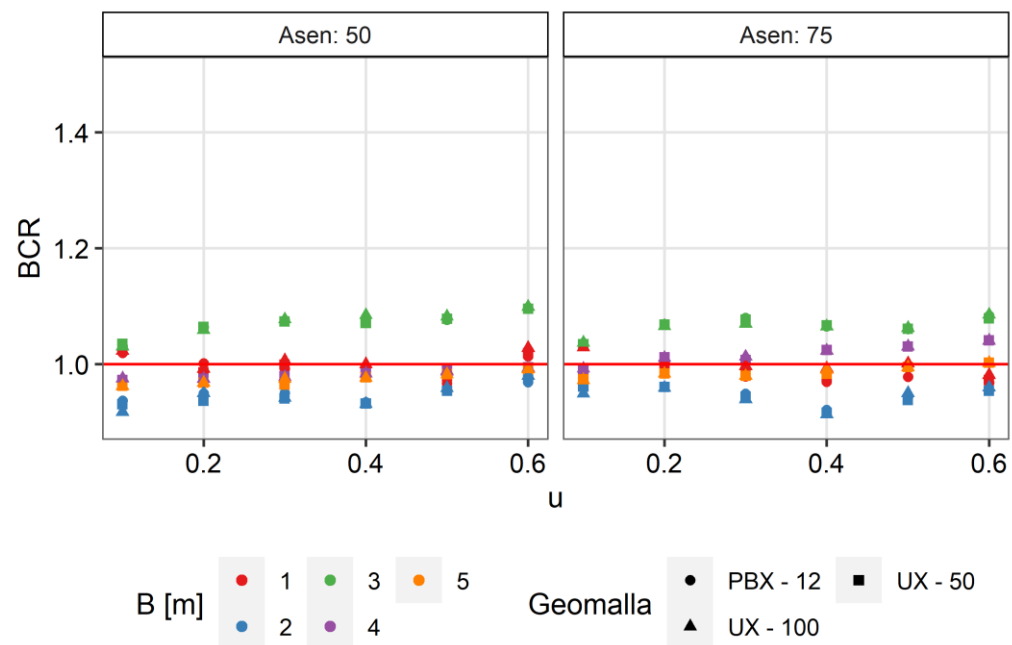


Figura 68 - BCR vs u. Asentamientos 50 y 75 mm

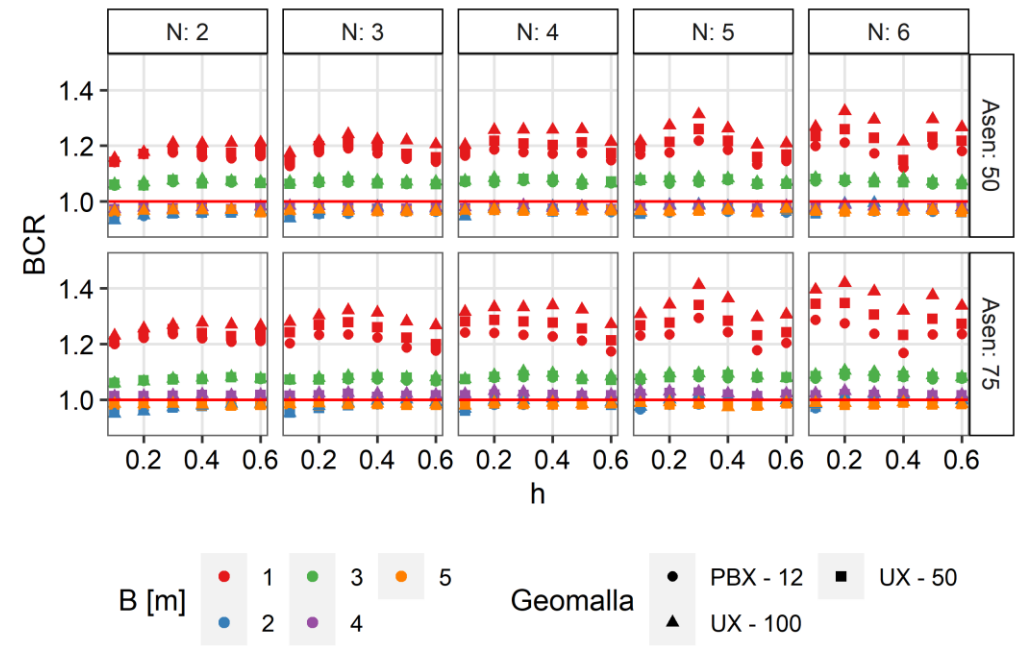


Figura 69 - BCR vs h. Asentamientos 50 y 75 mm

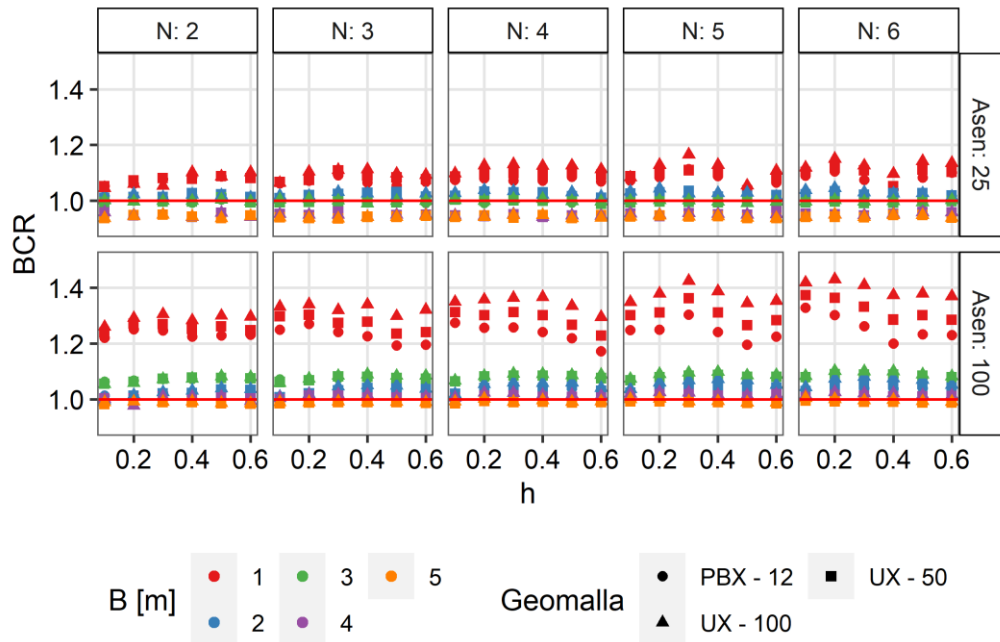


Figura 70 - BCR vs h. Asentamientos 25 y 100 mm

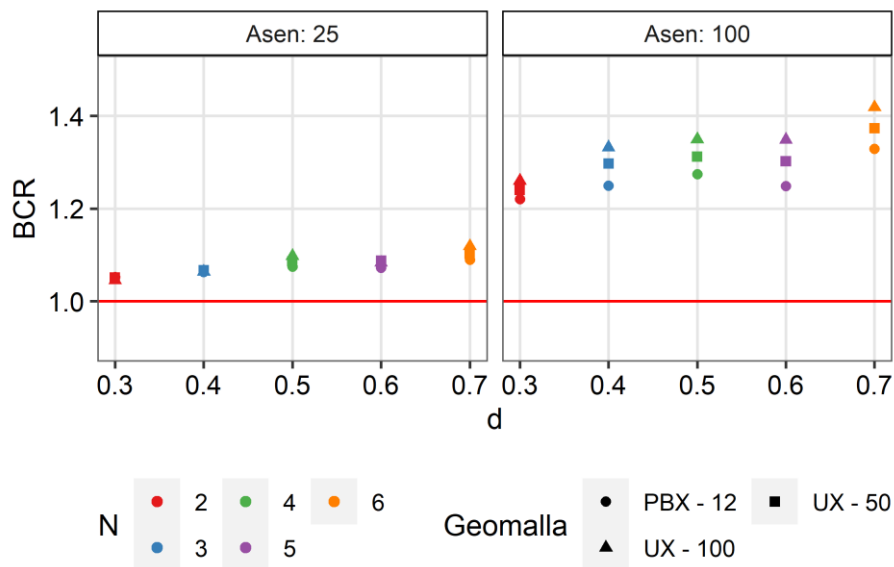


Figura 71 - BCR vs d.  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.1B$ . Asentamiento 25 y 100 mm

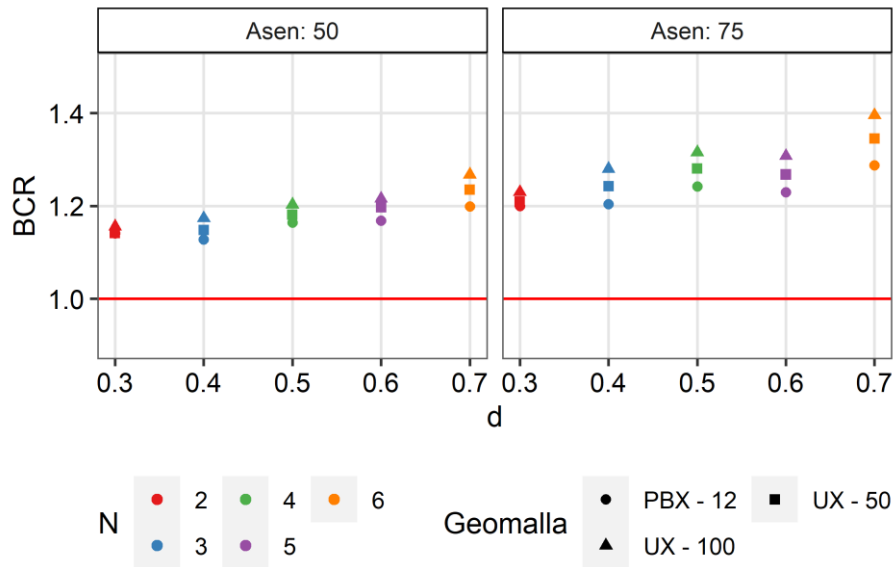


Figura 72 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.1B$ . Asentamientos 50 y 75 mm

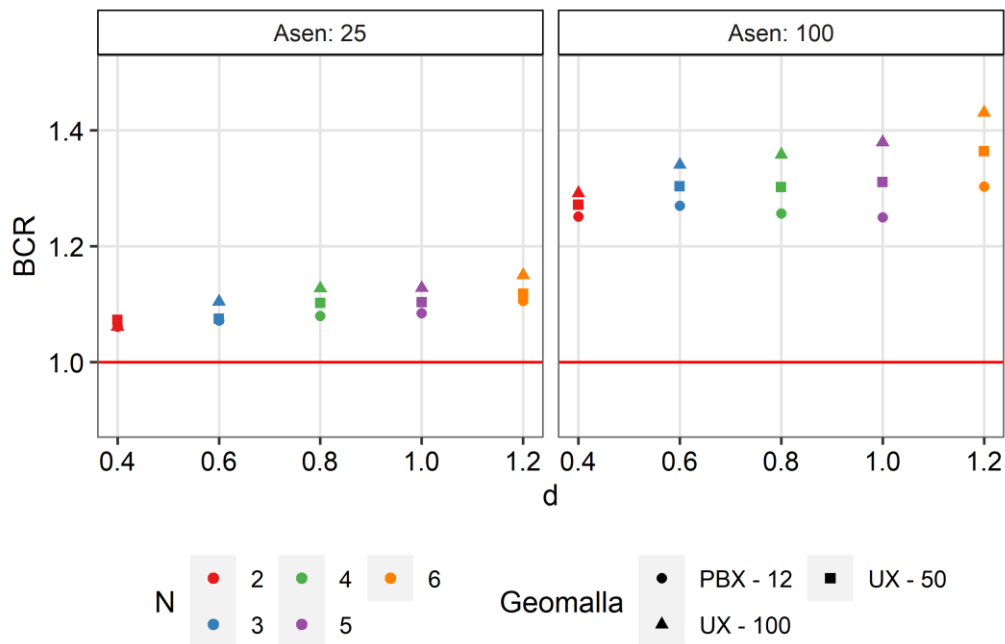


Figura 73 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.2B$ . Asentamientos 25 y 100 mm

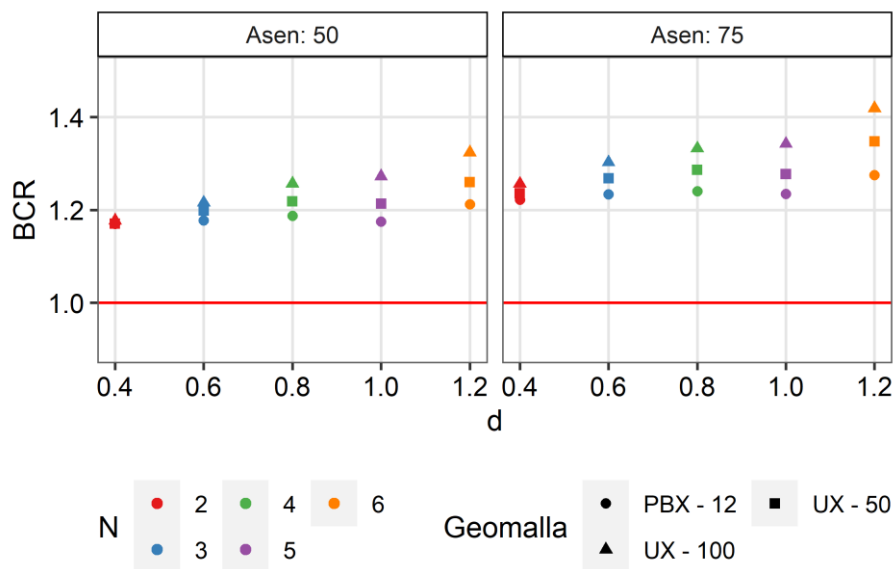


Figura 74 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.2B$ . Asentamientos 50 y 75 mm

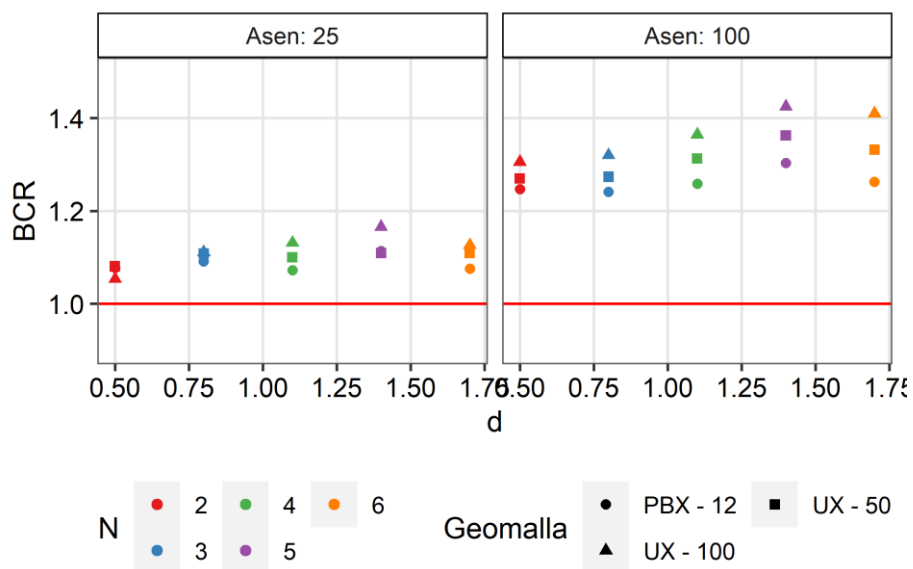


Figura 75 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.3B$ . Asentamientos 25 y 100 mm

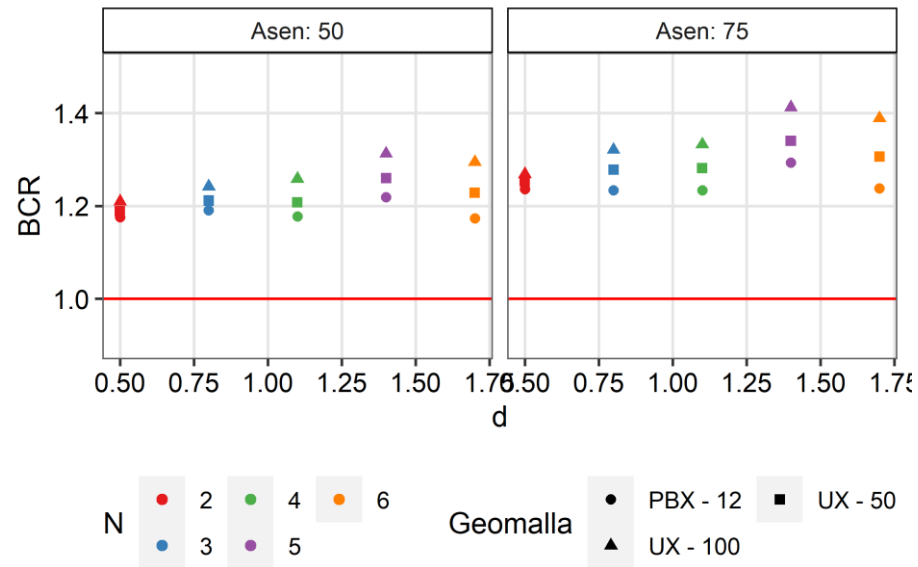


Figura 76 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.3B$ . Asentamientos 50 y 75 mm

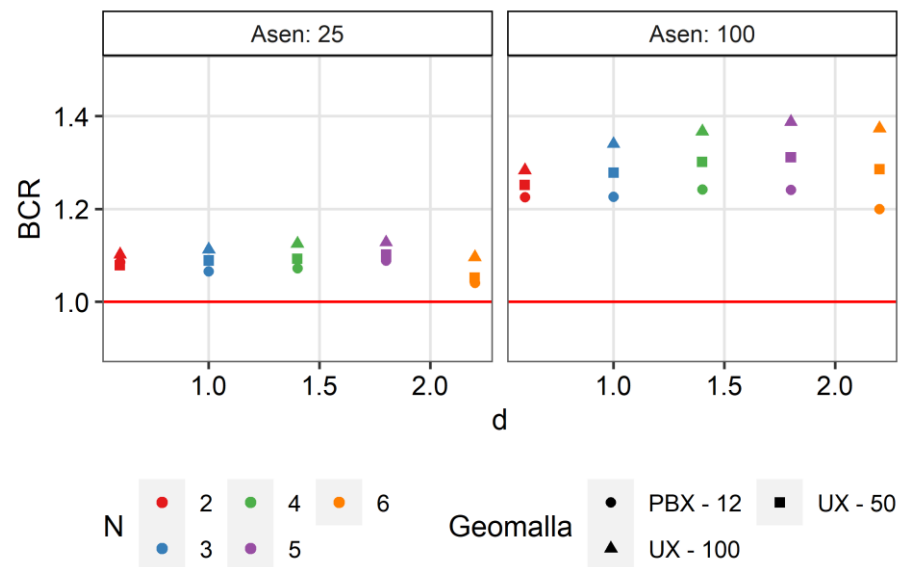


Figura 77 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.4B$ . Asentamientos 25 y 100 mm



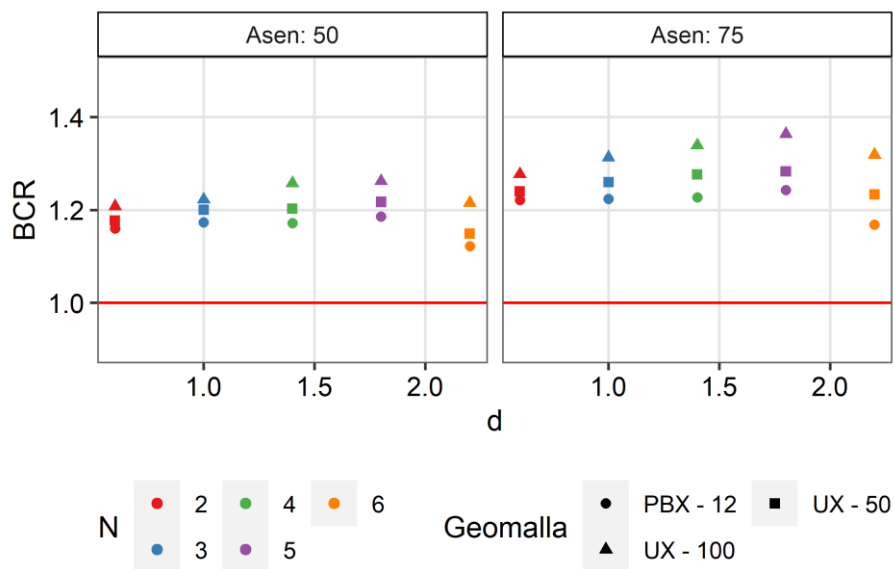


Figura 78 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.4B$ . Asentamientos 50 y 75 mm

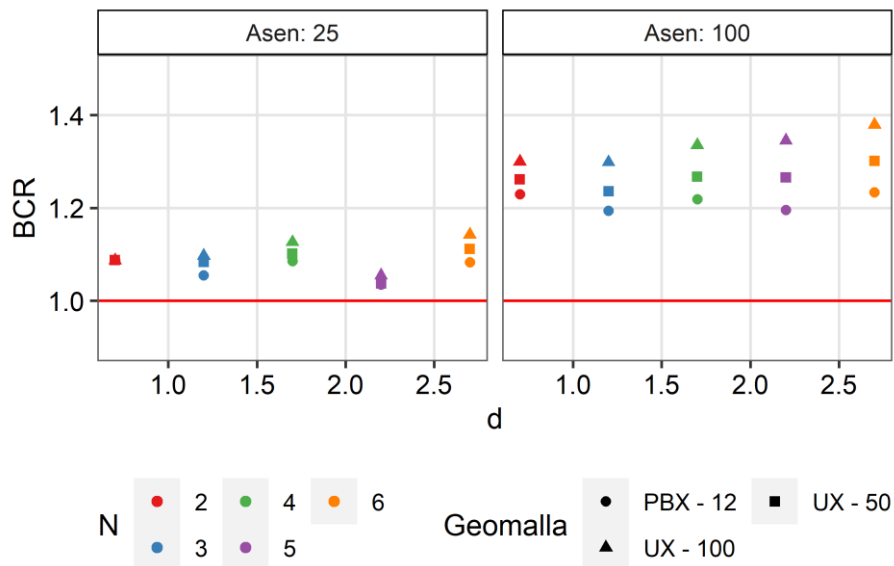


Figura 79 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.5B$ . Asentamientos 25 y 100 mm

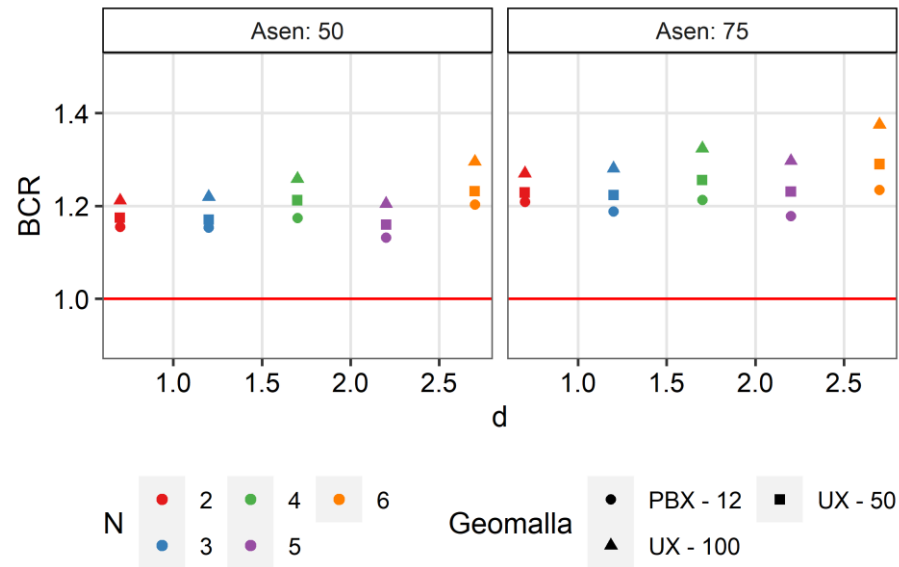


Figura 80 -  $BCR$  vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.5B$ . Asentamientos 50 y 75 mm

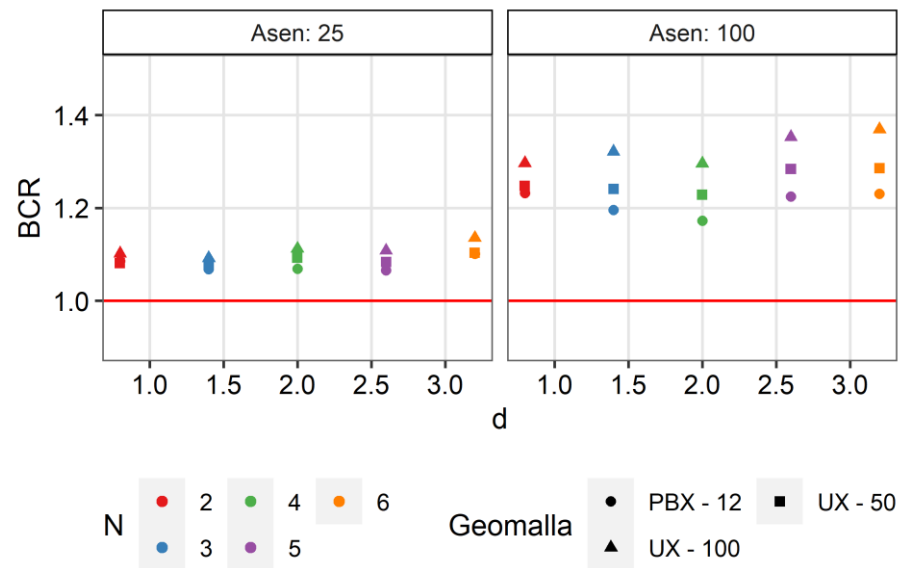


Figura 81 -  $BCR$  vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.6B$ . Asentamientos 25 y 100 mm

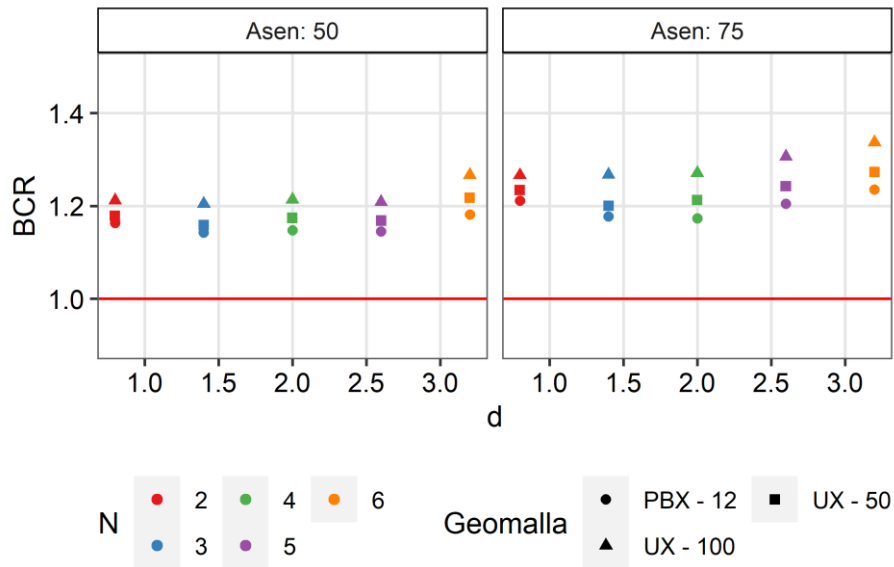


Figura 82 - BCR vs  $d$ .  $B = 1.0m$ ,  $h = 0.6B$ . Asentamientos 50 y 75 mm

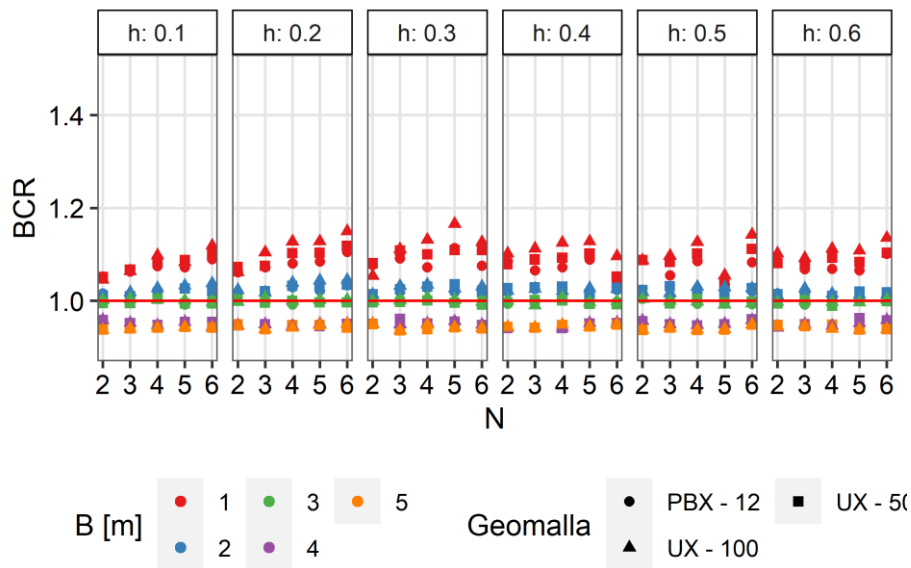


Figura 83 - BCR vs No. Capas de georeforzo (25 mm de asentamiento)

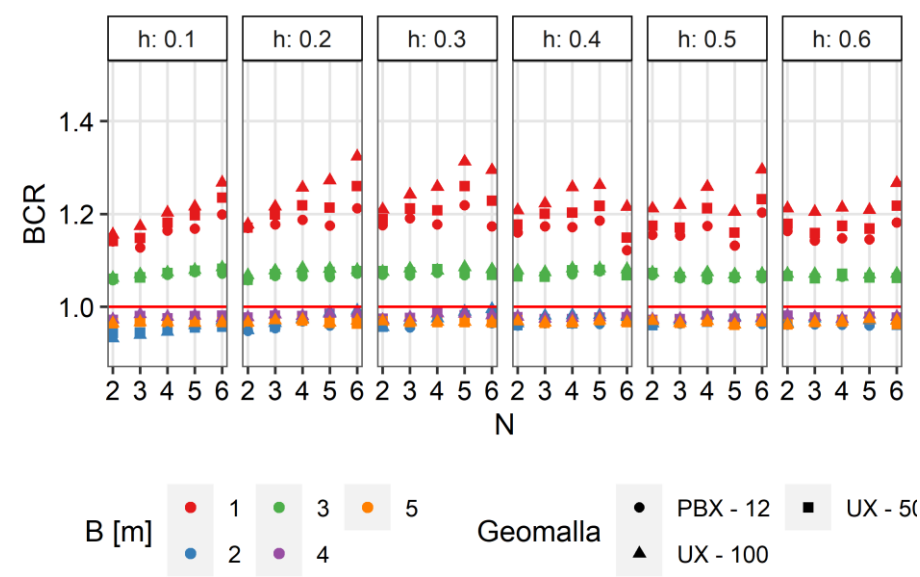


Figura 84 - BCR vs No. Capas de georeforzo (50 mm de asentamiento)

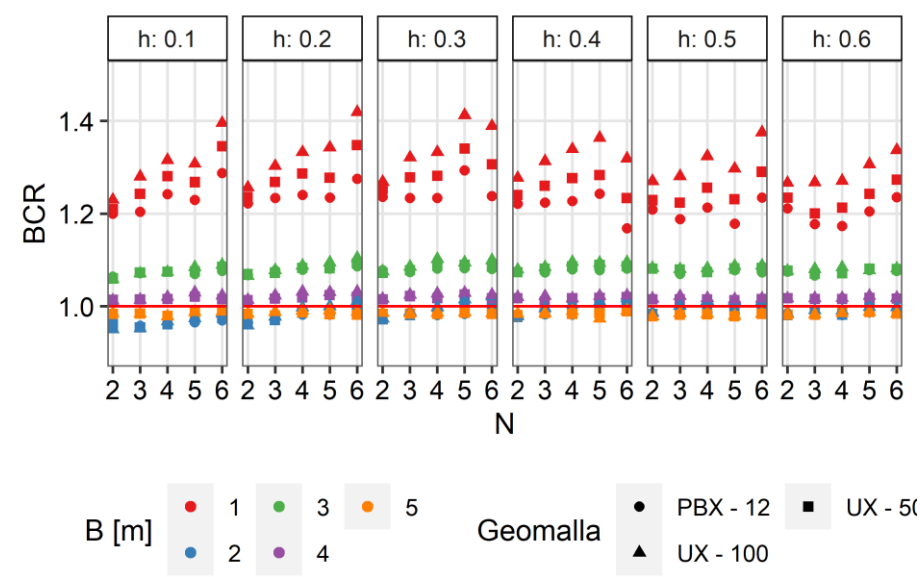


Figura 85 - BCR vs No. Capas de georeforzo (75 mm de asentamiento)

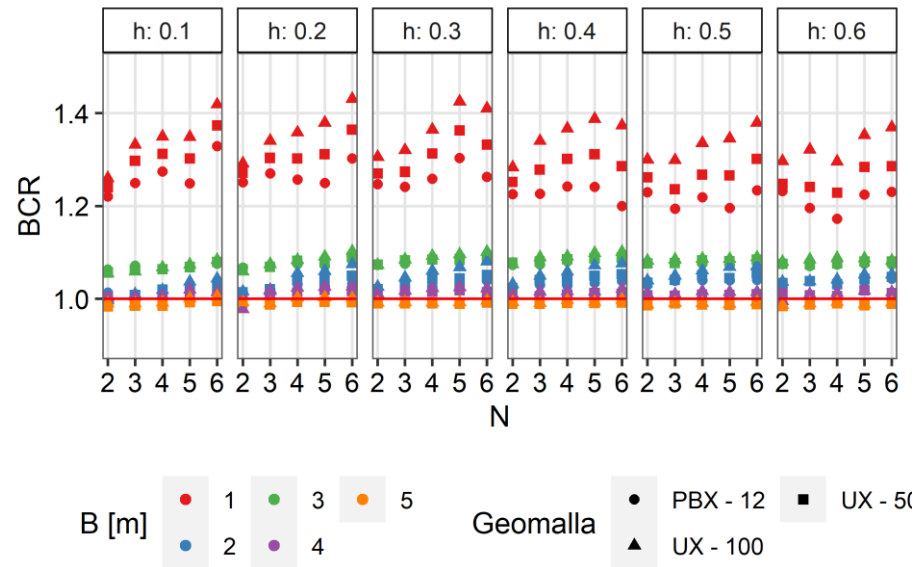


Figura 86 - BCR vs No. Capas de georeforzo (100 mm de asentamiento)